2008

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Oslo, 20. november 2008

BERGMEKANIKKDAGEN
Oslo, 21. november 2008

GEOTEKNIKKDAGEN
Oslo, 21. november 2008

ARRANGØR:

Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 20. november 2000

BERGMEKANIKK

Oslo, 21. november 2008

GEOTEKNIKK

Oslo, 21. november 2008

Hovedarrangør:
NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjon:
Jan Kristiansen, Arne Engen, Guro Grønen, Knut R. Berg

C Forfatterne, 2008

ISBN: 978-82-8208-010-1

Fjellsprengningsdagen
20. november 2008
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
21. november 2008
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
21. november 2008
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 20. – 21. november 2008.

Årets arrangement er det 46. 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 20. NOVEMBER

Møteleder: *Cand. Scient Jan Kristiansen, Orica Mining Services*

0900 (1) **Åpning - Utdeling av årets gullfeisel**
Sivilingeniør Ruth Gunlaug Haug, Statens vegvesen Vegdirektoratet
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

0915 (2) **Innledning - Hvilke strategier og utfordringer har etatene de neste 5 – 10 år**
Vegdirektør Terje Moe Gustavsen, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

0945 (3) **OPS-tunnelene E18 Grimstad - Kristiansand**
– Et prosjekt med vanskelig geologi og kulturforskjeller
Prosjektleder Frode M. Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner As

1005 **Pause**

1020 (4) **Rensing av vann fra tunneldrift – fra containerløsning til moderne renseanlegg**
Miljøsjef Hilde Hermundsgård Reine, Skanska Norge AS

1040 (5) **Geologi i Oslo-regionen: Ny kunnskap gir nye muligheter**
Avd. dir. Øystein Nordgulen, Norges geologiske undersøkelse

1100 (6) **Internasjonalisering av norsk vannkraftteknologi**
- Eksempler fra SN Power i Chile og India.
Prosjektdirektør Leiv Pedersen, SN Power Invest AS

1120 (7) **Ny kullgruve på Svalbard - Lunckefjell**
Sivilingeniør Arne Langeland, Store Norske Spitsbergen Kulkompani AS

1140 (8) **Historisk kvarter - Hvordan undergrunnen formet vår kultur**
Geolog Arne Grønhaug.

1200 **Lunsj**

Møteleder: *Sivilingeniør Harald Pedersen, KF-gruppen*

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

1315 (10) **Sammenhenger mellom ingeniørgeologiske forhold og vannlekkasjer i berg - resultat av studier av 6 norske tunneler**
Forsker Kristin.H.Holmøy, SINTEF Berg- og geoteknikk

1335 (11) **Atlanterhavstunnelen - Lekkasjesone 230 m under havoverflaten**
Byggeleder Kåre Ingolf Karlson, Statens vegvesen Region midt

1355 (12) **DSBs nye datasystem - tillatelser, sertifikater og meldinger**
Senioringeniør Odd Arne Grøvo, DSB

1410 **Pause**

1430 (13) **Norra länken, Stockholm. Vägbyggnadsprojekt under mark i stadsmiljö**
Civilingenjör Håkan Lundquist, Vägverket Region Stockholm

1450 (14) **Konturs prengning - erfaring med ulike metoder og sprengstofftyper**
Adm. direktør Odd Erik Sannerud, MAXAM Norge AS

1510 (15) **Tunnelsprengning i urbane strøk – Erfaringer fra Sørengaprosjektet og Apenesfjellet Parkeringsanlegg"**
Sivilingeniør Kennth Svendsen, AF Anlegg, Samferdsel

1530 **Pause**

1550 (16) **Bygging av tunnel i løsmasse under Akersgata i Oslo**
Minerer Per Gunnar Skotåm, Fjellservice Swa

1610 (17) **Tunneldrift i en moderne jungel - Status nytt dobbeltspor Lysaker-Sandvika**
Sivilingeniør Elisabeth Holsbrekken, Jernbaneverket Utbygging
Sivilingeniør Linda Nesje, Jernbaneverket Utbygging

1630 (18) **Terskelsprengning i Risavika – Norges største havn**
Sjefingeniør Arve Fauske, Orica Mining Services

1650 **Slutt**

1945 **Fellesmiddag**

FREDAG 21. NOVEMBER

FELLESSESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK 2008

Møteleder: *Sivilingeniør Guro Grøneng, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU(formann)*

0900 (19) **Aluminiumsanlegg i Qatar. Tomteopparbeidelse, grunnforbedring og fundamentering**
Sivilingeniør Ola Ellingbø, Norconsult AS (Hydro Qatalum Project)

0920 (20) **OPS E18 Grimstad – Kristiansand. Geotekniske utfordringer i vekslende terreng, med bløt grunn og fjell**
Sivilingeniør Odd Musum, Rambøll Norge AS

0940 (21) **Nordre avlastningsvei, Skansen løpet**
Sivilingeniør Svein Soknes, Statens vegvesen Region midt

1000 (22) **Ispropp mot 15 m vanntrykk.**
- Tetting av inntakstunnel til Skoddeberg Kraftverk.
Dr. ing. Anne-Lise Berggren, GEOFROST AS

1020 (23) **Tragisk kollaps under bygging av stasjonshall ved Sao Paulo metro Uforutsett og uforutsigbar grunnforhold tross elleve borhull**
Dr. Nick Barton, Nick Barton & Associates

1040 Pause

SESJON GEOTEKNIKK

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

1110 (24) **Formannens ti minutter**
Sivilingeniør Arne Engen, Norconsult AS

1120 (25) **Elementmetoder i samvirkeanalyser av konstruksjoner - brufundament**
Dr. Krishna Aryal, Statens vegvesen Region vest

1140 (26) **Utfordringer i offshore geoteknikk**
Sivilingeniør Sunnva Hylen, Advanced Production and Loading AS (APL)

1200 Lunsj

1300 (27) **On the use of a seabed-coupled shear wave source to determine geodynamic and geotechnical properties**
Seniorgeolog Maarten Vanneste, NGI

1320 (28) **Havnelagret – tett spuntgrop i gjenfylt havnebasseng?**
Sivilingeniør Torbjørn Johansen, GeoVitaAS

1340 (29) **Spunt, bare rør?**
Sivilingeniør Hans Fritzvold, Norconsult AS

1400 Pause

1430 (30) **Praktisk bruk av NVEs retningslinjer for planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag**
Sivilingeniør Ingrid Havnen, MULTICONSULT AS

1450 (31) **Dyp byggegrop i Kristiansand sentrum. Problemløsning ved bruk av sekantpeler**
Dr. ing. Torbjørn Kjoberg, Skanska Norge AS

1510 (32) **3D-analyser - Tunnel under Akersgata, Oslo**
Dr. ing. Signe Kirkebø, MULTICONSULT AS

1530 (33) **Permanent ”fuglekasse”-spunt ved E18 i Lier**
Byggeleder Grete Tvedt, Statens vegvesen Region sør

1550 **Slutt for dagen**

Middag

SESJON BERGMEKANIKK

Møteleder: Sivilingeniør Guro Grøneng, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU (formann)

1100 (34) **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Guro Grøneng, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

1110 (36) **Betydningen av hulldiameter og ingeniørgeologiske parametre for boring av injeksjonshull ved jernbanetunnel Lysaker-Sandvika**
Sivilingeniør Kristine Thorsen, Sandvik Tamrock AS

1140 (37) **Numerisk analyse av samvirket mellom berg og bolt i kullgruven Svea Nord**
Bergingeniør David Hovland, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS

1200 **Lunsj**

1300 (38) **Bruk av geofysiske metoder som kartleggingsmetode**
PhD Guri Venvik Ganerød, NGU

1320 (39) **An Approach of Uncertainty Analysis in Assessing Rock Mass Quality**
Associate Professor, Dr.Ing. Krishna K. Panthi,
Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

1340 (40) **Måling av deformasjon og krefter på og i armerte sprøytebetongbuer. - Hvorfor må det støpes når sprøytede buer holder med god margin?**
Cand.Real. Eystein Grimstad, NGI

1400 Pause

1420 (41) **Geomekaniske betrakninger ved CO2 lagring**
Cand scient Elin Skurtveit, NGI

1440 (42) **Ny utrustning för hydrauliska spänningsmätningar och spänningskalibrering med tredimensionell numerisk modellanalys**
Tekn. Dr. Jonny Sjöberg, Vattenfall Power Consultant AB

1500 (43) **En ny bolt tilpasset store fjelldeformasjoner og bergslag**
Professor, PhD.Charlie Li, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

1520 **Slutt**

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2008

1. **Åpning - Utdeling av årets gullfeisel**
   Sivilingeniør Ruth Gunlaug Haug, Statens vegvesen Vegdirektoratet
   Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

2. **Innledning - Hvilke strategier og utfordringer har etatene de neste 5 – 10 år**
   Vegdirektør Terje Moe Gustavsen, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

3. **OPS-tunnelene E18 Grimstad - Kristiansand**
   – Et prosjekt med vanskelig geologi og kulturforskjeller
   Sivilingeniør Frode M. Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner As

4. **Rensing av vann fra tunneldrift – fra containerløsning til moderne renseanlegg**
   Miljøsjef Hilde Hermundsgård Reine, Skanska Norge AS

5. **Geologi i Oslo-regionen: Ny kunnskap gir nye muligheter**
   Avd. dir. Øystein Nordgulen, Norges geologiske undersøkelse

6. **Internasjonalisering av norsk vannkraftteknologi**
   - Eksempler fra SN Power i Chile og India
   Prosjektdirektør Leiv Pedersen, SN Power Invest AS

7. **Ny kullgruve på Svalbard - Lunckefjell**
   Sivilingeniør Arne Langeland, Store Norske Spitsbergen Kulkompani AS

8. **Historisk kvarter - Hvordan undergrunnen formet vår kultur**
   Geolog Arne Grønhaug.

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

10. **Sammenhenger mellom ingeniørgeologiske forhold og**
    vannlekkasjer i berg - resultat av studier av 6 norske tunneler
    Forsker Kristin.H.Holmøy, SINTEF Berg- og geoteknikk

11. **Atlanterhavstunnelen - Lekkasjesone 230 m under havoverflaten**
    Byggeleder Kåre Ingolf Karlson, Statens vegvesen Region midt

12. **DSBs nye datasystem - tillatelser, sertifikater og meldinger**
    Senioringeniør Odd Arne Grøvo, DSB

13. **Norra länken, Stockholm. Vägbyggnadsprojekt under mark i stadsmiljö**
    Civilingenjör Håkan Lundquist, Vägverket Region Stockholm

14. **Konturs prengning - erfaring med ulike metoder og sprengstofftyper**
    Administrerende direktør Odd Erik Sannerud, MAXAM Norge AS

15. **Tunnelsprengning i urbane strøk – Erfaringer fra Sørengaprosjektet**
    og Apenesfjellet Parkeringsanlegg"
    Prosjektleder Kenneth Svendsen, AF Anlegg, Samferdsel
    Prosjektleder Åsmund Hansen, AF Anlegg, Underjord

16. **Bygging av tunnel i løsmasse under Akersgata i Oslo**
Minerer Per Gunnar Skotåm, Fjellservice Swa

17. **Tunneldrift i en moderne jungel - Status nytt dobbeltspor Lysaker-Sandvika**
Sivilingeniør Elisabeth Holsbrekken, Jernbaneverket Utbygging
Sivilingeniør Linda Nesje, Jernbaneverket Utbygging

18. **Terskelsprengning i Risavika – Norges største havn**
Sjefingeniør Arve Fauske, Orica Mining Services

DEL II FELLESSESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK

19. **Aluminiumsanlegg i Qatar. Tomteopparbeidelse, grunnforbedring og fundamentering.**
Sivilingeniør Ola Ellingbø, Norconsult AS (Hydro Qatalum Project)
Sivilingeniør Per Willy Nysæter, Norsk Hydro ASA
Ingeniør Finn Skrabeklev, Norsk Hydro ASA

20. **OPS E18 Grimstad – Kristiansand. Geotekniske utfordringer i vekslende terreng, med bløt grunn og fjell**
Sivilingeniør Odd Musum, Rambøll Norge AS

21. **Nordre avlastningsvei, Skansen løpet**
Sivilingeniør Svein Soknes, Statens vegvesen Region midt

22. **Ispropp mot 15 m vanntrykk**
- Tetting av inntakstunnel til Skoddeberg Kraftverk
Dr.ing. Anne-Lise Berggren, GEOFROST AS

23. **Tragisk kollaps under bygging av stasjonshall ved Sao Paulo metro**
Uforutsett og uforutsigbar grunnforhold tross elleve borhull
Dr. Nick Barton, Nick Barton & Associates

GEOTEKNIKKDAGEN

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

25. **Elementmetoder i samvirkeanalyser av konstruksjoner - brufundament**
Dr. Krishna Aryal, Statens vegvesen Region vest
Rådgivende ingeniør Arne Kavli, Geovest-Haugaland

26. **Utfordringer i offshore geoteknikk**
Sivilingeniør Sunnva Hylen, Advanced Production and Loading AS (APL)

27. **On the use of a seabed-coupled shear wave source to determine geodynamic and geotechnical properties**
Seniorgeolog Maarten Vanneste, NGI
Christian Madshus, NGI, Per Sparrevik, NGI, John H. Løvholt, NGI, Harald Westerdahl, NGI, StatoilHydro

28. **Havnelagret – tett spuntgrop i gjenfylt havnebasseng?**
Sivilingeniør Torbjørn Johansen, GeoVitaAS
Torgeir Haugen, NCC og Åge Brudeseth, Statens vegvesen

29. **Spunt, bare rør?**
Sivilingeniør Hans Fritzvold, Norconsult AS

30. **Praktisk bruk av NVEs retningslinjer for planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag**
Sivilingeniør Ingrid Havnen, MULTICONSULT AS

31. **Dyp byggegrop i Kristiansand sentrum. Problemløsning ved bruk av sekantpeler**
Dr. ing. Torbjørn Kjoberg, Skanska Norge AS

32. **3D-analyser - Tunnel under Akersgata, Oslo,**
Dr. ing. Signe Kirkebø, MULTICONSULT AS

33. **Permanent "fuglekasse"-spunt ved E18 i Lier**
Sivilingeniør Grete Tvedt, Statens vegvesen Region sør
Sivilingeniør Knut Erik Lier, MULTICONSULT AS

BERGMEKANIKKDAGEN

34. **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Guro Grøneng, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

36. **Betydningen av hulldiameter og ingeniørgeologiske parametre for boring av injeksjonshull ved jernbanetunnel Lysaker-Sandvika**
Sivilingeniør Kristine Thorsen, Sandvik Tamrock AS

37. **Numerisk analyse av samvirket mellom berg og bolt i Svea Nord**
Sivilingeniør David Hovland, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS

38. **Bruk av geofysiske metoder som kartleggingsmetode**
PhD Guri Venvik Ganerød, NGU
Lagleder Jan Steinar Rønning, NGU

39. **An Approach of Uncertainty Analysis in Assessing Rock Mass Quality**
Dr.Ing. Krishna K. Panthi, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

40. **Måling av deformasjon og krefter på og i armerte sprøytebetongbuer - Hvorfor må det støpes når sprøytede buer holder med god margin?**
Cand.Real. Eystein Grimstad, NGI
Lloyd Tunbridge, Rajinder Bhasin, Arnstein Aarset, NGI

41. **Geomekaniske betrakninger ved CO2 lagring**
Cand scient Elin Skurtveit, NGI
Dr.Eyvind Aker, Dr. Matthieu Angeli, M.Sc. Magnus Soldal, NGI

42. **Ny utrustning för hydrauliska spänningsmätningar och spänningskalibrering med tredimensionell numerisk modellanalys**
Tekn. Dr. Jonny Sjöberg, Vattenfall Power Consultant AB
Tekn. Dr. Daniel Ask, Vattenfall Power Consultant AB

43. **En ny bolt tilpasset store fjelldeformasjoner og bergslag**

Dr.ing. Charlie Li, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

Sivilingeniør Ruth Gunlaug Haug, Vegdirektoratet
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING – UTDELING AV ÅRETS GULLFEISEL

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Hvilke strategier og utfordringer har etaten de neste 5 år

Vegdirektør Terje Moe Gustavsen, Vegdirektoratet

Et velfungerende anleggsmarked er en forutsetning for at oppgavene innenfor veg- og vegtrafikksektoren utføres på en god og effektiv måte slik at de transportpolitiske målene nås. Med bakgrunn i instruks og Nasjonal transportplan og St.prp nr 1 ser Statens vegvesen som sektoransvarlig det som sin oppgave å bidra til et kompetent og velfungerende anleggsmarked.

Dette er også et gjennomgående ønske fra bransjen at Statens vegvesen ivaretar et bransje- og sektoransvar og er pådriver i et felles utviklingsløp.

Dette er også nedfestet i visjonen som de nordiske veg- og jernbaneetatene har lagt til grunn for et felles nordisk anleggsmarked.

Bransjesamarbeid og utvikling har vært et sentralt tema i lengre tid. Bransjen synes å ha kommet et godt stykke videre i fjorhold til arbeidet med å finne fram til en felles plattform for planlegging, bygging og ikke minst kontroll og kvalitetssikring av berganlegg. Et viktig suksesskriterie blir viljen til å følge opp de tiltak og forslag som ble lagt fram i bransje gruppa juni 2007.

Nye konkurranse former og utvikling av grunnlaget blir ofte diskutert. For å i møte komme disse ønsker, prøves nå Konkurranse preget dialog. Først ut i så måte er E6 Øst Møllenberg Trondheim.

Vi er inne i urolige tider og ser mange utfordringer knyttet til bygg og anlegg. Mens byggsiden i større grad er utsatt for negative konsekvenser av urolige finansmarkeder, har vi tro på at samferdselsdelen av anleggsbransjen vil ha mer stabile utfordringer. Med bakgrunn i det vi kan se av NTP vil det ligge mange utfordringer knyttet til veg og jernbane. Det er store uløste oppgaver både innen nybygging og rehabilitering, og særlig har vi utfordringer knyttet til å i vareta den vegkapital vi allerede har.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

OPS-TUNNELENE E18 GRIMSTAD – KRISTIANSAND
ET PROSJEKT MED VANSKELIG GEOLOGI OG KULTURFORSKJELLER

THE TUNNELS ON PPP E18 GRIMSTAD – KRISTIANSAND
A PROJECT WITH DIFFICULT GEOLOGICAL CONDITION AND CULTURE DIFFERENCES

Siv.ing Frode Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner As

SAMMENDRAG

Mellom Grimstad og Kristiansand bygges et av de største vegprosjekter som noen gang har vært utført i Norge. Totalt er det 38 km med ny 4-felts motorveg og ca. 72 km med sideveger. Prosjektet gjennomføres som en OPS-utbygging. Hovedentreprenør er CJV E18 Grimstad – Kristiansand (Bilfinger Berger, Pihl & Søn og Meister). Utbyggingen startet høsten 2006 og overleveres høsten 2009 til Agder OPS (Bilfinger Berger 50 %, Sundt 35 % og Pihl & Søn 15 %). Agder OPS skal drifte veganlegget i 25 år før det overleveres Statens vegvesen.

I prosjektet er det totalt 7 to-løps tunneler. Disse har en lengde fra 2 x 156 m til 2 x 2200 m. Totalt er det nærmere 12 km tunnel på parsellen. Tunneldrivingen ble gitt som underentreprise til Leonhard Nilsen & Sønner As (LNS) i august 2006. Første salve ble skutt i oktober 2006 og siste salve ble skutt medio august 2008.

Det var generelt sett liten overdekning for alle tunnelene. Dette medførte at fjellkvaliteten varierte mye og var meget overflateforvitret. Tunnelene krysset svært vannførende svakhetssoner som krevde omfattende injeksjon og tung sikring. De verste svakhetssonene ble krysset med 8 m spilingbolter med påfølgende sprøytebetong, CT-bolter og sprøytebetongbuer.

SUMMARY

Between Grimstad and Kristiansand, one of the largest road projects ever in Norway is under construction. The project includes 38 km of 4-lane highway and approximately 72 km secondary roads. The project is carried out as a PPP-contract. The maincontractor is CJV E18 Grimstad – Kristiansand (Bilfinger Berger, Pihl & Søn og Meister).The construction started in the autumn of 2006 and will be handed over to the client Agder OPS (Bilfinger Berger 50 %, Sundt 35 % and Pihl & Søn 15 %) towards the end of 2009. Agder OPS will be responsible for maintenance and operation of the road project for 25 years, after which it will be handed over to the Norwegian Public Roads Administration.

The project includes 7 twin-tubes tunnels. The lengths of the tunnels are from 2 x 156 m to 2 x 2200 m. The total tunnel length is approximately 12 km. The excavation of the tunnels was given as a subcontract to Leonhard Nilsen & Sønner As (LNS) in August 2006. The first blast was in October 2006 and the last blasting was in the middle of August 2008.

Generally, there was a very low overburden above the tunnels. The rock conditions were changing frequently and the rock was highly weathered. The tunnel alignment crossed fault zones with a lot of water, demanding very much grouting and heavy rock support. The worst zones were crossed by using 8 m spilingbolts, shotcrete, CT-bolts and shotcrete arches.

INNLEDNING

LNS ble i anbudsrunden forespurt av Bilfinger Berger/Pihl & Søn (CJV) om å gi pris på tunneldrivingen. Risikoen ble av LNS vurdert så stor, at det var ikke aktuelt å gå inn på Fastpriskontrakt. Vi ble enige om å gi en budsjettpris i anbudsfasen og vårt tilbud ble gitt som Enhetspriskontrakt med regulerbare mengder. CJV brukte i stor grad våre priser i sitt anbud.

Etter at CJV hadde skrevet kontrakt med oppdragsgiver, ble LNS innkalt til noen avklarende møter. Det gjaldt særlig avklaring av forhold rundt fremdrift og grensesnitt. Sluttdato for sprengning av tunnelene ble satt til 31. august 2008. Det ble enighet om at CJV skulle være ansvarlig for sprengning og sikring av forskjæringene, slik at det for LNS var mer eller mindre å starte tunneldrivingen direkte. LNS skulle overlevere tunnelene ferdig med permanentsikring. Grøftene skulle være ferdigsprengt, men den midlertidige anleggsvegen gjennom tunnelene skulle ikke fjernes.

CJV skulle sørge for god adkomst til alle tunnelene. Likeledes var de ansvarlig for å få ført frem vann og strøm frem til alle påhuggene.

CJV stilte store krav til HMS og KS i prosjektet. Hensynet til det ytre miljø ble særlig vektlagt stor betydning. Av tunneltraseen gikk ca. 50 % av den gjennom sulfidholdige bergarter. For å nøytralisere det sure avrenningsvannet fra disse bergartene, måtte de lagres i depot hvor CJV på forhånd hadde laget kalkbrønner. I tillegg ble det i nedre del av depotene oppfylt lagvis med kalksand for ytterligere nøytralisering. Det ble kontinuerlig målt pH-verdier på vannet fra tunneldriften. Vannet fra tunneldriften var i all hovedsak basisk pga. sprøytebetongen og det ble derfor nødvendig å tilsette CO2-gass for å nøytralisere vannet.

Med unntak av Skifjelltunnelen ble alle tunnelene drevet på synk. dvs. at det var ca. 75 % synkdrift i prosjektet. Årsaken til det ble så mye synkdrift skyldes massebalanse og adkomst til de ulike påhugg. Det ble satt strenge krav til innlekkasjen inn i tunnelene hvor det var sulfatholdige bergarter. Det ble ikke akseptert mer innlekkasje enn 5 l/min og 100 m! Injeksjonen utførtes fortløpende på stuff og det var derfor god kontroll over innlekkasjen til enhver tid. Mengden vann som måtte pumpes ut var av et håndterbart volum.

Tunnel	Tunnellengde	Q-klasse ihht. geol. rapport
Kvernåsen	2 x 156 m	B - C
Skifjell	2 x 1060 m	A - C
Songefjell	2 x 350 m	A - C
Bratthei	2 x 1560 m	A - C
Steinsås	2 x 2200 m	A - C
Løhei	2 x 330 m	B - C
Studehei	2 x 300 m	B - D

Tabell 1. Tunnellengder og forventet Q-klasse.

UTSTYR (hovedmaskiner)

Tunnelrigger:
1 stk AMV 21 SGBC-CC
1 stk AMV 21 SGBC-CC
1 stk Atlas Boomer XE3 C30
1 stk Atlas Boomer XL3C (reserverigg)

Lastemaskiner:
1 stk Volvo L350
2 stk Volvo L330
1 stk Volvo L180

Sprøyterigg:
1 stk AMV 7450
1 stk AMV 7000
2 stk rigger leid inn fra Vegdekke og Snemyr & Limm

Transportutstyr:
16 stk Volvo A40

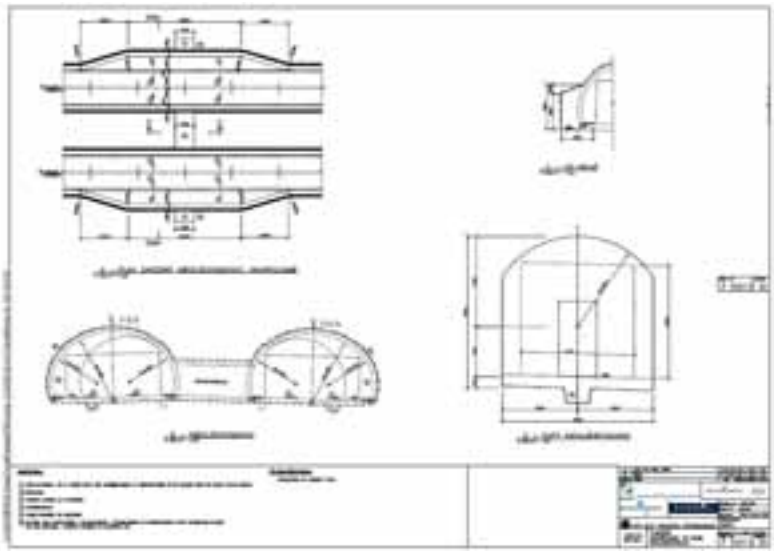
Injeksjonsrigger:
1 stk Atlas Copco Unigrout EH90
1 rigg, selvbygd av LNS

Lifter:
3 stk AMV-lifter

Rensk:
3 stk Volvo EC240 med 1000 kg hydraulhammer

TUNNELDRIFTEN

Tunneltverrsnittet var på ca. 67 m2. Det ble laget havarinisjer for hver 250 m med nødgjennomgang mellom tunnelene. Tunnelene fikk navn etter hvilken veg trafikken gikk mot dvs. tunneler med trafikk mot Kristiansand fikk navn Kristiansand og mot Grimstad ble navnet Grimstad.



Figur 1 Tunneltverrsnitt med havarinisjer og nødgjennomgang.

Med unntak av massetransporten hadde LNS til hensikt å ta mest mulig av tunnelarbeidene selv. Firmaet hadde til hensikt å sette massetransporten ut i underentreprise. LNS hadde i 2004 en to-løps tunnel utenfor Tønsberg og mente å ha et godt sammenligningsgrunnlag. Innkomne tilbud på massetransport lå fra 200 til 400 % over de prisene som vi fikk inn 2 år tidligere! Det ble derfor besluttet at også massetransporten skulle utføres av LNS.

Første salve på tunnelene ble skutt 22. oktober 2006. Det ble fort avdekket forskjellige oppfatninger om hva som er en sikker forskjæring eller ikke. Vår norske måte å drive tunnelene på, med et utpreget teamarbeid er vesentlig forskjellig fra en metode som krever et strengt hierarki. Det ble brukt mye tid på å forklare hvem som er ansvarlig for sikkerheten på stuff. Etter hvert fikk vi en felles forståelse på hvem som hadde ansvaret. Dette var nok svært uvant sammenlignet med andre steder i verden. At vi Norge har selvgående og teamarbeidene tunnelarbeidere er uten tvil en av våre sterkeste sider.

Til de to første tunnelene som det ble det benyttet tunnelrigg nr. 1 (AMV 21 SGB-CC) til Steinsås tunnelen (2 x 2200 m) og tunnelrigg nr. 2 (AMV 21 SGB-CC) til Kvernås tunnelen (2 x 156 m). Driften gjennom Kvernås tunnelen gikk svært greit og etter 5 ukers driftstid var det gjennomslag. Steinsås tunnelen viste seg fort å bli langt mer problematisk. Det ble nødvendig med et relativt omfattende sikring i forskjæringen før tunneldrivingen kunne starte opp. Dette medførte en forsinket oppstart i henhold til fremdriftsplanen. I henhold til de geologiske rapportene skulle det meste av tunneltraseen ha en fjellkvalitet med Q-klasse A til

C. Det viste seg at det meste av tunneltraseen hadde geologiske forholde med Q-klasse C til F. Fjellet var svært overflatepåvirket, oppsprukket og med kryssende svakhetssoner som kunne være svært vannførende. For å skaffe informasjon om fjellets beskaffenhet så tidlig som mulig ble CJV og LNS fort enige om nødvendigheten av å ha systemmatisk sonderboring. Etter hvert ble det gjennomført 36 m sonderboring med ca. 10 m overlapp mellom sonderboringen. Vi kunne dermed iverksette nødvendige tiltak i god tid. Vannmengdene inn i sonderhullene ble målt for å bestemme om det var nødvendig med injeksjon.

Det ble fort klart at den geologiske rapporten for Steinsåsen var lite i overensstemmelse med virkeligheten. Det var nødvendig med et sikrings- og injeksjonsomfang som langt overgikk det som var forutsatt. Rensken var omfattende, det ble brukt mye sprøytebetong og fjellbolter. I knusningssoner ble det i tillegg brukt 8 m spilingbolter og sprøytebetongbuer. Knusningssonene kunne ha en mektighet fra 4 m til 20 m og kunne være relativt grovblokkig med leirholdige slepper. Ofte var disse svært vannførende. Geologene brukte Q-systemet for å beskrive fjellkvaliteten og knusningssonene ble som regel beskrevet som Q-klasse F og til tider Q-klasse G. Svært ofte var det nødvendig med en omfattende forinjeksjon før knusningssonen kunne krysses. Det totale injeksjonsvolumet for Steinsås tunnelen ble nærmere 10 ganger større en forutsatt. LNS hadde i utgangspunktet en egenprodusert injeksjonsrigg. Injeksjonsriggen hadde god nok kapasitet for å kunne klare de beskrevne mengdene, men da forholdene var så forskjellige fra forutsetningen ble det klart at vi måtte ha ny injeksjonsrigg med betydelig større kapasitet. Ny injeksjonsrigg ble kjøpt fra Atlas Copco. I forbindelse med injeksjon ”mistet” man 2 til 6 salver. På grunn av problemene i forskjæringen, store injeksjons- og sikringsmengder samt fjellets beskaffenhet i seg selv, ble inndriften i Steinsåsen ikke på langt nær som forutsatt. Gjennomslag ble hele 20 uker etter opprinnelig fremdriftsplan.

Etter Kvernåsen tunnel var ferdig drevet, var det Studehei tunnelen som skulle sprenges. CJV var ansvarlig for utsprengning og sikring av forskjæringene. Dette arbeidet var omfattende og komplisert og ble derfor sterkt forsinket. Forsinkelsen medførte at LNS først kunne starte tunneldrivingen nærmere 7 uker etter planlagt i fremdriftsplanen. Da tunneldriften kom i gang gikk denne relativt greit og gjennomslag ble etter ca. 7 uker.

I henhold til kontrakt hadde CJV opsjon på å bestille tunnelrigg nr. 3 fra LNS dersom det skulle vise seg å være nødvendig. Hvor stor kompensasjon CJV skulle betale LNS var fastsatt i kontrakt. På grunn av forsinkelsene i Studehei og Steinsås, som i all hovedsak som var forhold som var utenfor LNS ansvarsområde, bestilte CJV tunnelrigg nr. 3 fra LNS i september 2007. LNS hadde da en mobiliseringstid på 2,5 mnd og desember 2007 var tunnelrigg nr. 3 i gang med Skifjell tunnelen. Skifjelltunnelen var på totalt 2 x 1070 m. Tunnelrigg nr. 3 var en ny Atlas Boomer EC3 med Cop3038 borehammere. Disse borehammerne viste seg å være svært effektive under sonder- og injeksjonsboringen. Også i Skifjell tunnelen ble det relativt mye injeksjon. Men tunneldriften i Skifjell tunnelen gikk bra og etter 31 uker var det gjennomslag.

Tunnelrigg nr. 2 startet med Løhei tunnelen etter Studehei tunnelen var ferdig drevet. De første 70 m av Løhei tunnelen viste overflateboringer at overdekningen over tunnelen var fra 2,5 til 3 m for enkelte områder. Dette ga store utfordringer til LNS. Området ble krysset ved bruk av sømboring, korte salver, spilingbolter, injeksjon, sprøytebetong, sprøytebetongbuer og fjellbolter. Hele tunnelen ble drevet ut på 13 uker.

Etter Løhei tunnelen var ferdig drevet ble tunnelrigg nr. 2 flyttet til Bratthei tunnelen (2x1560 m). I Bratthei tunnelen var det ikke sulfatholdige bergarter. Selv om det var relativt

mye sikring også i denne tunnelen gikk tunneldriften svært godt. Gjennomsnittelig inndrift var på 96 m/uke og beste uke var 135 m/uke.

Siste tunnel Songfjell tunnelen (2x350 m) ble drevet av tunnelrigg nr. 1 etter at denne var ferdig med problemtunnelen Steinsås. Tunneldrivingen her gikk relativt greit med få problemer. Tunnelen var ferdigdrevet i løpet av 7 uker. Siste salve på prosjektet ble skutt 21. august 2008. Det var 10 dager tidligere enn planlagt i august 2006!

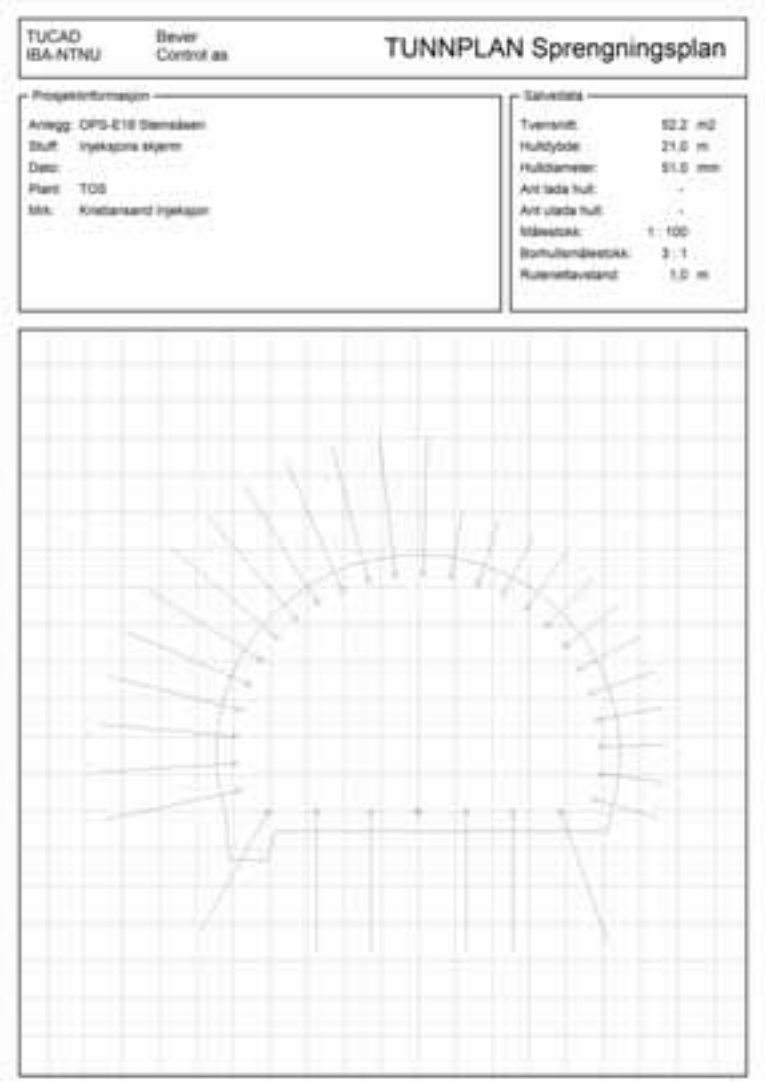
Fremdriften varierte svært mye i prosjektet. Dette var veldig styrt av fjellets beskaffenhet og omfanget av injeksjonen. Fra desember 2007 til mai 2008 var det tre rigger i produksjon. I denne perioden lå inndriftene på mellom 275 og 375 m/uke.

For LNS er samarbeid med Norsk Arbeidsmandsforbund viktig. Vi er av den oppfatning at ved å ha mange organiserte gir dette ryddige arbeidsforhold. Våre ansatte oppfordres derfor til å organisere seg. På OPS-prosjektet inngikk Norsk Arbeidsmandsforbund og LNS en samarbeidsavtale. For å få høyest mulig andel organiserte betalte LNS mesteparten av fagforeningskontingenten. Dette lyktes vi relativt godt med og prosentandelen organiserte økte betydelig.

INJEKSJON

Det var som tidligere nevnt satt svært strenge krav til tetthet (5 l/min og 100 m). Selv i tunneler drevet under byer stilles det sjeldent like strenge krav til innlekkasje! Årsaken var at det ikke var ønskelig med inntrenging av svært surt vann fra sulfidholdige bergarter. Før anlegget ble startet opp hadde det vært avrenning fra at deponi i nærheten med dramatiske følger for fisk som levde i en elv nedenfor. Et lignende utslipp fra dette prosjektet ville være helt uakseptabelt. Det ble derfor lagt sterkt fokus på alle aktører om at dette måtte være under kontroll. Etter kort tid ble det klart at injeksjon ble nødvendig i Steinsåsen. Forutenom Steinsåsen ble det nødvendig med injeksjon i tunnelene Løhei og Skifjell. Totalt ble det injisert nærmere 3,4 mill. kg. Injeksjonsvolumet var 7 – 8 ganger mer enn det som var forutsatt. Det ble boret 124 injeksjonsskjermer. De aller flest skjermene hadde 36 hull med en lengde på 21 m. Det var fortløpende ca. 6 m overlapp mellom injeksjonsskjermene der det var sammenhengende våte partier. Vanligvis ble injeksjonen utført med industrisement og microsement.

At det var lite ønskelig med utslipp av surt vann fra tunnelene var helt forståelig. Det som var vanskeligere å forstå var hvorfor områdene i tunnelene med ”friske bergarter” skulle ha samme tetthetskrav. Alle tunnelene gikk under lave heier med myr, lyng og skog og ingen bebyggelse over. Setningsproblematikken var derfor minimal. Etter vår mening måtte det være en stor fordel å få blandet vann fra områdene med ”friske bergarter” med vann fra de sure bergartene. Og i så måte burde det være en klar fordel å få så mye så mulig vann fra disse områdene for å nøytralisere utslippsvannet mest mulig. Ikke alle var enige i dette enkle resonnement. Men etter hvert ble kravet lempet på og Fylkesmannen godtok en innlekkasje på 10 l/min og 100 m.



Figur 2. Eksempel på boreplan for injeksjonsskjerm

HMS

Det ble fra første dag et meget stort fokus på HMS og KS fra alle involverte i prosjektet. Vi hadde et mål om å gjennomføre oppdraget uten en eneste fraværsskade. Alle ansatte måtte gjennomgå sikkerhetskurs holdt av CJV. Vi gjennomførte interne kurs samt at vi kjørte skiftmøter med alle skift minst en gang i måneden. Her var HMS hovedfokuset. Det skulle tenkes sikkerhet uansett hva som skulle gjennomføres. Førsteinntrykket er bestandig viktig så også på et prosjekt som dette. Ryddighet og orden sier noe om ”helsetilstanden” for hele prosjektet. LNS la stor vekt på å fremstå som forbildelig! Ingen nye arbeidsoperasjoner ble

igangsatt uten at det var foretatt risikovurderinger eller sikker-jobb-analyse (SJA). For mange var dette nytt, men etter svært kort tid en naturlig del av arbeidet.

For å ha en god informasjonsflyt laget vi en egen internavis på prosjektet ”Sørflanken”. Denne ble distribuert til alle på prosjektet samt andre interesserte via e-mail eller papirutgave. ”Sørflanken” kom ut hver 14. dag. Vi hadde en svært god effekt av denne. Alle spekulasjoner og rykter kunne tas i en tidlig fase før de fikk utvikle seg til noe mer. Avisa inneholdt smått og stort fra prosjektet, fremdrift, produksjon osv. HMS hadde en svært viktig del av ”Sørflanken” og bidro spesielt til å ha et stort fokus på dette!

Prosjektet ble gjennomført med en fraværsskade. Dette skyldes at en tung gjenstand falt på foten til en reparatør med påfølgende bruddskade. Han fikk ikke varige mén og var i produksjon igjen etter 3 uker.

Ved Skifjell tunnelen skulle massetransporten gå over den sterkt trafikkerte Rv. 402. Vegen ble lysregulert under massetransporten. Fra tunnelen til kryssingen av vegen var det ca. 100 m. Idet dumperen kjørte ut av tunnelen slo vognføreren på en knapp som fjernstyrte lyset og fikk lyset til å lyse rødt. Den 14. mai skjedde det som ikke skulle skje. En personbil kom under dumperen idet den krysset vegen. Føreren av personbilen omkom momentant. Denne ulykken gjorde et meget stort inntrykk i hele LNS. Ulykken er enda under etterforskning av politiet og Statens Havarikommisjon for Transport, og i skrivende stund er ennå ikke årsaken klarlagt.

KULTURFORSKJELLER

At prosjektet kom til å by på utfordringer mht. kulturforskjeller var vi klar over lenge før prosjektet startet opp. Vi mente imidlertid at disse burde være overkommelige og hadde forberedt oss så godt som mulig før oppstart.

Noe av det første vi oppdaget var at det ulike oppfatninger av det som ble sagt i enkelte situasjoner. Det ble stilt krav til skriftlighet og dokumentasjon på detaljnivå som var ukjent for oss. Det var kun det skrevne ord som hadde noen verdi. Med våre norske, uformelle arbeidsmetoder fikk vi noen overraskelser i så måte. Dette var uvant, men etter hvert fikk vi et system som fanget opp dette. På en annen side gav det oss et system som gjorde at det meste var mye enklere å fange opp i ettertid.

Det er en kjent sak at europeere fra litt mer sydlige breddegrader enn oss har et langt mer hierarkisk ledelsesmåte enn det vi har i Norge. Det fikk vi til fulle demonstrert i prosjektet. Selv den minste avgjørelse nedover i organisasjonen har ingen verdi før det er forankret i toppen. Og for oss som nordmenn synes vi at våre samarbeidspartnere hadde en overdrevet respekt for autoriteter. Særlig var respekten stor hvis vedkommende i tillegg hadde en doktergrad!

Det norske skolesystemet har feilet på det aller meste de siste tiårene. Men på et område har det lyktes og det er å få nordmenn til å samarbeide samt teamarbeid. Dette kommer til sin fulle rett i forbindelse med tunneldriving! Norske tunnelarbeidere er selvgående og teamarbeidende individer. At det ikke var noen med doktergrad eller i det minste ingeniørutdannet som bestemte arbeidssikringen på stuff var en stor overraskelse for vår oppdragsgiver. Skepsisen var i starten svært stor. Men etter svært kort tid ble det oppfattet og akseptert at det er tunnelarbeiderne selv som er ansvarlig for arbeidssikring. Og vi er av den oppfattning at oppdragsgiver fikk stor respekt for denne måten å arbeide på!

Geologien i prosjektet ble kartlagt etter Q-metoden. CJV hadde flere geologer i sving i dette arbeidet og i tillegg hadde LNS innleid ingeniørgeolog til tider ved vanskelige fjellforhold. Etter Hanekleiv-raset ble det ekstra fokus på kartleggingen. I de tilfeller hvor geologene ikke hadde anledning til å delta i kartleggingen foretok LNS ved fotografering av stuff, heng og vegger. LNS dokumenterte fortløpende type og omfanget av arbeidssikring. Omfanget av permanentsikringen ble bestemt ”ukritisk” etter Q-metoden. Etter LNS mening er ikke Q-metoden noe fasit, men et supplement!

Omfanget av dokumentasjon og KS var overraskende for LNS. Aldri før har LNS blitt møtt med tilsvarende krav hos noen norsk byggherre. Utgangspunktet for tunneldrivingen var at prosjektet skulle gjennomføres som ”the Norwegian way of tunneling”. Det var daglige, ukentlige og månedlige rapporteringer på et detaljnivå som vi ikke hadde opplevd før. Det ble nødvendig og sette inn tre ganger med ressurser enn det LNS hadde beregnet. Etter en litt forsiktig start fikk vi svært god kontroll. Vi fikk virkelig erfare hvordan en stor internasjonal aktør ønsker alt dokumentert. Dette lærte vi svært mye av! Og vår oppfatning er at vi er blitt en betydelig flinkere entreprenør som følge av dette!

Vi oppdaget også at det var ingen myte det vi hadde hørt om tysk detaljplanlegging. Uansett arbeidsoperasjoner CJV startet, var det foretatt et omfattende og imponerende planleggingsarbeid. Vi som nordmenn starter gjerne opp og har den oppfatning at ”vegen blir til mens man går”. Hva som er best kan selvfølgelig diskuteres. Planlegging er selvfølgelig viktig, men man kan miste mye tid i startfasen! Det var til tider vanskelig å forklare vår oppdragsgiver hvorfor ikke påhugget ble på pel 361,12 og istedenfor på pel 362,8. I Norge lar vi fjellet bestemme plassering av påhugget og ikke så mye tegningene!

Figur 3. Spesiell formasjon. Er det en svane eller en drage? (Foto: Per Anton Brandtzæg)

SLUTTKOMMENTARER

For LNS var dette prosjektet en kjempeutfordring. Før vi begynte var vi av den oppfatning at geologi og fremdrift kom til å bli hovedutfordring. Og det viste seg at de geologiske forholdene var betydelig verre enn forutsatt. Kulturforskjellene mellom vår oppdragsgiver og oss ble nok undervurdert før oppstart. Men i løpet av relativ kort tid fikk vi gjensidig respekt for hverandre og samarbeidet gikk meget godt. Og vår oppfattning er at vi lærte mye av hverandre. Det er hevet over enhver tvil om LNS er blitt en betydelig bedre entreprenør gjennom dette prosjektet. Og vi samarbeider gjerne igjen med Bilfinger Berger og Pihl & Søn!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

RENSING AV VANN FRA TUNNELDRIFT – FRA CONTAINERLØSNING TIL MODERNE RENSEANLEGG

Handling of drainage water during tunnelling – from usage of easy technology as containers to modern treatment plant

Hilde Hermundsgård Reine, Miljøsjef, Skanska Norge AS

SAMMENDRAG
Skanska skal bli ledende innen miljøriktig prosjektutvikling og bygging. Skanska deltar aktivt utvikling av løsninger og verktøy som fremmer miljøriktig bygging.

Skanska bygger, på oppdrag fra Jernbaneverket en av fire parseller i prosjektet Lysaker-Sandvika, nytt dobbeltspor i entreprisen Sandvika Øst LS-04. Jernbaneverket stiller strenge krav til ivaretakelse av miljø gjennom Miljøoppfølgingsprogrammet, bl.a. krav til rensing av prosessvann fra tunnelen. Skanska har etablert et moderne renseanlegg med tre rensetrinn med overvåking av pH og turbiditet, hvor pH-justering og tilsetning av flokningsmiddel styres av et PLS-anlegg. Renset vann har en pH mellom 6-8 og en turbiditet < 6 mg SS/ l. Vannet gjenbrukes inne i tunnelen, noe som reduserer behov for å kjøpe vann til drift. Skanska ser betydelige miljømessige fordeler ved gjenbruk av vann, samtidig er pH-justeringen nødvendig for å redusere helseplager og skade på våre tunnelarbeidere. Historisk sett har det vært lite fokus på betydningen av å rense prosessvann fra tunneldrift.

SUMMARY
Skanska's ambition is to continually improve the environmental credentials of our projects, products and services by actively looking for ways to reduce negative environmental impacts during their entire life cycle. Skanska also actively develop solutions and tools within green building.

Skanska is, on behalf of the Norwegian National Rail Administration, building one out of four sections in the project Lysaker-Sandvika, new double track in the contract Sandvika east, LS-04. The Norwegian National Rail Administration has developed an Environment Program that safeguard the environment and state requirements to the contractors among others requirements about handling of process water from tunnelling. Skanska has established a modern treatment plant where process water is treated and cleaned in three steps. pH and turbidity are monitored and controlled continuously with pH-regulation and flocculation. Treated water has a pH 6-8 and a turbidity < 6 mg SS/ l. Since treated water is reused in the tunnel driving the need for buying water is reduced. This gives environmental advantage as Skanska sees it. To safeguard occupational health aspects to our tunnel labours pH-regulation ensure as few health complaints and harm. From a historical point of view treatment of process water from tunnelling are little focused.

1. Rensing av vann fra tunneldrift – sett i lys av Skanskas grønne initiativ
Bygge- og anleggsvirksomhet medfører et betydelig forbruk av ressurser, og under bygging og drift har "det bygde miljø" en stor miljøpåvirkning. Skanskas virksomhet ble, som den første i vår bransje, miljøsertifisert iht. ISO14001. Skanska skal bli ledende innen miljøriktig prosjektutvikling og bygging. Skanska deltar aktivt i utviklingen av verktøy og løsninger som fremmer miljøriktig bygging.

Skanska har, gjennom en rekke prosjekter, etablert kompetanse innen rensing av prosessvann fra tunneldrift. Prosessvann fra tunneldrift inneholder svært mye partikler fra boring, sprengning, injeksjon og betongarbeider, hydrokarboner fra diesel, hydraulikkolje og andre petroleumsprodukter, metaller og nitrogenforbindelser fra sprengstoff. Rensing av dette vannet er nødvendig for å redusere lokal miljøbelastning, men også for ressurseffektivisering og av hensyn til helsen hos våre ansatte. Skanskas erfaring med rensing i entreprisen Sandvika øst, LS-04, er en av flere grønne løsninger Skanska har etablert.

2. Rensing av vann fra entreprise Sandvika øst, LS-04
Skanska Norge bygger på oppdrag for Jernbaneverket en av fire parseller i prosjektet Lysaker-Sandvika nytt dobbelspor mellom Skøyen-Asker, entreprise LS-04 Sandvika øst. Parsellen omfatter 1,9 km langs ny Askerbane og 0,9 km langs omlagt Drammensbane. Uttak av fjellskjæringen og bygging av støttemurer for utvidelse fra to til fire spor langs Engervannet øst for Sandvika stasjon. I arbeidene inngår også driving av ca 400 meter enkeltsporet tunnel, ca 800 meter med dobbeltsporet jernbanetunnel, samt etablering av et ca 60 meter langt tverrslag.

Jernbaneverket har utarbeidet et Miljøoppfølgingsprogram for anleggsperioden for å sikre ivaretakelse av miljø. Et mål for anleggsperioden er at anleggsvirksomheten i minst mulig grad skal medføre forurensning til vann og grunn. Miljøtilstanden i Engervannet gjør det ikke egnet som resipient og Jernbaneverket har derfor fastsatt strenge krav til kvalitet på prosessvannet før eventuelt påslipp til offentlig nett. Kontrakten inneholder konkrete miljøkrav til rensing av tunnelvann for å sikre at miljømålet nås.

Kontrakten angir følgende krav til rensegrad:
- Trinn 1: suspendert stoff < 250 mg SS/ l og pH < 12
- Trinn 2: suspendert stoff < 50 mg SS/ l og pH < 10

Skanska har etablert et renseanlegg med rensing i tre trinn.
- Trinn 0: grovsedimentering inne i tunnelen
- Trinn 1: forsedimentering
- Trinn 2: pH-justering, flokking, lamellseparasjon og sandfiltrering
- Trinn 3: Buffertank med gjenbruksvann

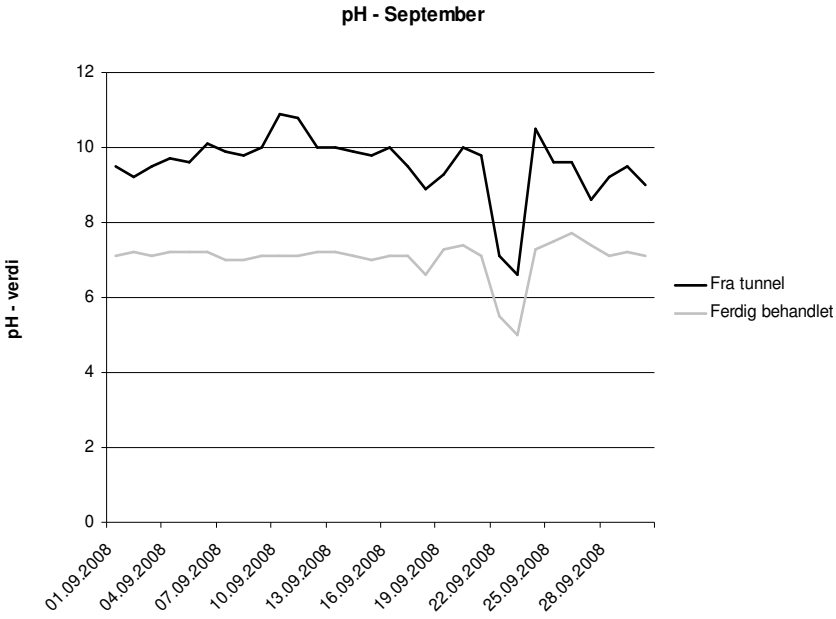
Renseprosessen overvåkes og styres av et PLS-system hvor pH og turbiditet måles kontinuerlig gjennom hele renseprosessen. Tilsetning av syre og flokningsmiddel styres også av systemet. Dimensjonerende vannmengde er 45 m3/ time.

Figur 1 *Skanskas renseanlegg for prosessvann i entreprise Sandvika Øst, LS-04. Foto: Skanska*

Figur 2 *PLS-anlegget styrer pumper, syretilsetning og tilsetning av flokningsmiddel, samt overvåker pH, turbiditet og vannmengde. Dette sikrer en optimal drift av renseprosessen. Foto: Skanska*

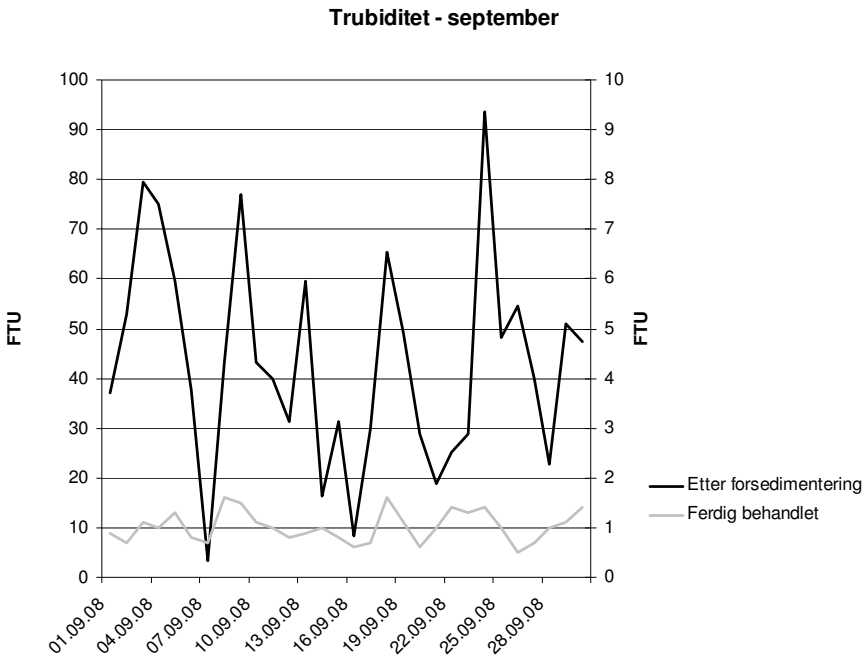
Skanska har siden renseanlegget ble satt i drift i mai 2008, frem til oktober 2008 behandlet 72.000 m3 vann, hvorav 52.000 m3 er gjenbrukt i tunnelen og 20.000 m3 er brukt til underspyling av maskiner og lastebiler som kjører ut av tunnelen. Skanska har så langt ikke hatt påslipp av prosessvann til offentlig nett.

Erfaringene fra renseanlegget så langt viser at renseanlegget fungerer svært godt., se figur 3-4. pH på renset vann ligger mellom 6-8, og turbiditeten ligger mellom 1-2 FTU (< 5-6 mg SS/ l).



Figur 3 pH i prosessvann fra hhv. tunnel og ferdig behandlet vann, september 2008.

Grovsedimentering inne i tunnelen er viktig for å øke effektiviteten av renseprosessen ute i renseanlegget. Grovsedimentering reduserer partikkelinnholdet til en forholdsmessig lav kostnad, noe som også bidrar til lavere rensekostnader i selve renseanlegget. Skanskas erfaring er at innholdet av suspendert stoff inne ved stuff er ca. 5.000 mg SS/ l. Etter grovsedimenteringen er dette redusert til ca. 450 mg SS/ l.



Figur 4 *Turbiditet, målt i FTU, i renseanlegget etter forsedimentering og ferdig behandlet vann, september 2008.*

Uforutsette hendelser ved bruk av anleggsmaskiner, slik som slangebrudd og maskinhavari kan skje. Et annet viktig tiltak inne i tunnelen er derfor bruk av oljeabsorbenter/ oljepølser for å redusere hydrokarboninnholdet i både vann og slam.

Rensing av prosessvannet har en rekke miljø- og helsemessige fordeler. Samtidig vil det rensede vannet ha en tilstrekkelig kvalitet for gjenbruk på tunnelmaskinene. Dette reduserer betraktelig behovet for kjøp av vann.

Ved pH-justering til 6-8 oppnår man også reduksjon av helsemessige plager som tørr hud og skader ved sprut på øynene på de som arbeider inne i tunnelen når vannet gjenbrukes. Ved gjenbruk av vann i tunnelen bør det derfor alltid gjennomføres pH-justering.

3. Rensing av tunnelvann før og i framtiden
Rensing av tunnelvann har tradisjonelt blitt løst med bruk av konteinere hvor forholdene for sedimentering er dårlige eller ved direkte infiltrering i røysa/ bakken. Historisk kan man vel også hevde at tunnelvannet ikke oppfattes som et problem, men en nødvendig konsekvens av å drive en tunnel. Spørsmålet er om dette fortsatt er situasjonen?

En kritisk faktor for å oppnå sedimentering er overflatebelastningen (m/h). Med en overflatebelastning på 0,1 m/ h vil man kunne nå et nivå på suspendert stoff på 100-300 mg/ l. Ofte ser man en løsning med seriekoblede konteinere. Med denne løsning blir ofte overflatebelastning ikke tilstrekkelig, og vannkvaliteten deretter.

Krav til rensegrad bør styres av både miljøtilstand i resipienten, helseaspektet for våre ansatte som arbeider inne i tunnelen og ressurseffektivitet ved gjenbruk av vann.

Det er også behov for økt fokus på hvordan arbeider på stuff, lasting og utkjøring av masser, noe som direkte påvirker vannkvaliteten. Rensing av tunnelvann krever et tett samspill mellom drift og renseprosess.

GEOLOGI I OSLO-REGIONEN: NY KUNNSKAP GIR NYE MULIGHETER

Geology in the Oslo region: New knowledge – new opportunities

Avd. dir. Øystein Nordgulen, Norges geologiske undersøkelse

SAMMENDRAG

Norges geologiske undersøkelse (NGU) har siden 2003 hentet inn og sammenstilt alle typer geologiske data i Oslo-regionen i regi av prosjektet Geologi i Oslo-regionen (GEOS). Det prioriterte området strekker seg fra Gardermoen i nord til Halden og Porsgrunn i sør, og har en befolkning på cirka to millioner mennesker. Stor og økende aktivitet innen utbygging av boliger, næringsbygg, veier og jernbaner kan være kilde til ulike arealkonflikter, til økende miljøbelastninger og til forurensing av luft, grunnvann, elver, sjøvann og løsmasser.

NGUs nasjonale geodatabaser er grunnlaget for arbeidet i GEOS-området. NGU bruker sine ressurser innen geodataforvaltning til å framstille integrert og tilgjengelig informasjon basert på gamle og nye data. De ulike datasettene har ennå mangler, og innenfor det omfattende GEOS-prosjektet er det nødvendig å utvide og komplettere eksisterende datasett i områder med manglende dekning. NGU utfører derfor ny og omfattende geologisk kartlegging og prøvetaking, støttet av geofysiske målinger fra både båt, fly og satellitter. Bruk av nye og forbedrete metoder har blitt utprøvd innen flere fagområder. Noen eksempel som illustrerer dette blir beskrevet her.

SUMMARY

Since 2003 the Geological Survey of Norway (NGU) has collected and assembled all types of geo-scientific data in the Oslo Region under the auspices of the project Geology in the Oslo Region (GEOS). The prioritised geographic area extends from Gardermoen in the north to Halden and Porsgrunn in the south, and has a population of about 2 millions. A substantial and still increasing level of construction activity (buildings, roads and railways) is a potential source for conflicts of interest in land use and increased strain on the environment, including pollution of the air, groundwater, rivers, seawater and surficial deposits.

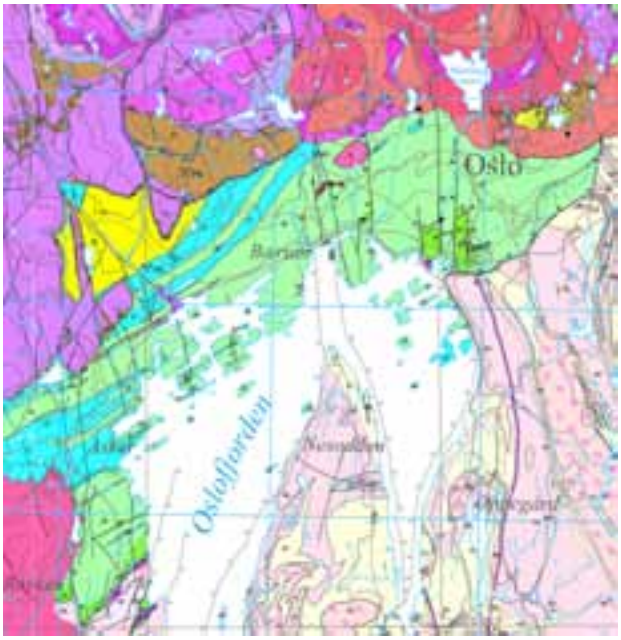
NGU is using its newly compiled geoscience information system to create tailor-made resources that can be used by society to make better decisions in managing the further development of the region. Geo-data sets are far from complete. Within the comprehensive GEOS-project, it is crucial to augment and complement existing data sets in areas of incomplete data coverage. NGU is therefore undertaking new and wide-ranging mapping and sample collecting programs, supported by geophysical measurements obtained from ships, helicopters, aeroplanes and satellites. The project is also developing new and improved methods of utilising these resources to meet the challenges posed by rapid urban development around the capital city. Some examples of these new developments will be described here.

1 INNLEDNING

Utvikling av ny infrastruktur og en generelt sterk pågående utvikling i Oslo-regionen gjør at behovet for geologisk informasjon er stort. I regi av GEOS-prosjektet har NGU som mål å bedre geologisk informasjonen av betydning av for samfunnet og bidra med kvalitetssikret og oppdatert informasjon inne en rekke felter:

- Bedre planlegging av anlegg i fjell, spesielt nye veier og jernbanetraseer (tunneler)
- Kartlegge og undersøke fare og risiko knyttet til utbygging av områder med kvikkleire.
- Sørge for mer oppmerksomhet rundt arealbrukskonflikter ved blant annet produksjon av sand og grus, utnytting av gamle fyllplasser og disponering av anleggsmasser.
- Bedret kontroll med radonproblemet i boliger.
- Utvikle nødvendig kunnskap om grunnvarme som alternativ energikilde.
- Overvåke setninger i grunnen i byer og tettsteder.
- Bidra til utbredelse av godt grunnvann som drikkevann utenfor byene.
- Bidra til forskning og undervisning bl.a. fordi interessen for realfag blant unge synker.

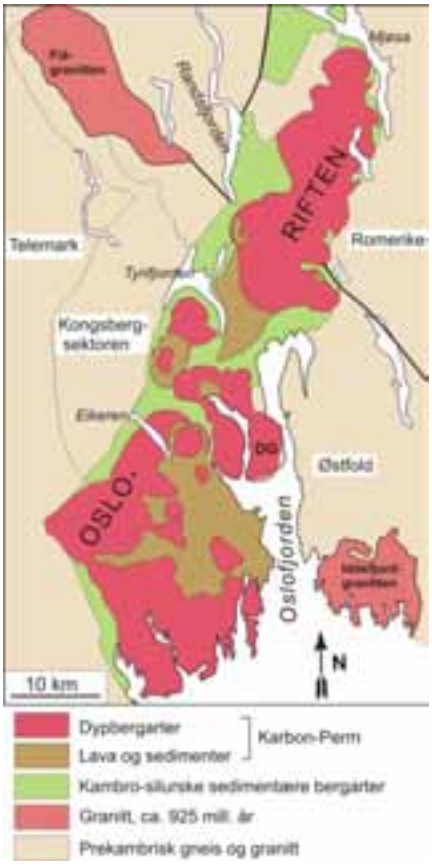
Mye av den grunnleggende informasjonen framstilles i form av geologiske kart, for eksempel berggrunns- og løsmassekart i ulike målestokker. For mer spesielle formål lages det avledete kart eller aktsomhetskart. Noen eksempel på dette vil bli vist i denne artikkelen. Mer informasjon finnes her: **http://www.ngu.no/no/hm/Kart-og-data/**



Figur 1. Utsnitt av berggrunnskart (M 1:250.000) over Oslofeltet utgitt av NGU i 2008. Mer detaljerte berggrunns- og løsmassekart i M 1:50000 er tilgjengelige for store deler av Oslo-regionen.

2 ANLEGG I FJELL

Planlegging og bruk av alle typer fjellanlegg krever innsikt i geologi og fjellets egenskaper. Både i Oslo-området (Fig. 2) og ellers i landet er det velkjent at flere anlegg, særlig tunneler, er blitt vesentlig forsinket og betydelig dyrere enn antatt. Innenfor GEOS-området er det under planlegging mange nye veg- og jernbanetunneler der det trengs pålitelige geofaglige prognoser. Noen av disse er prosjekter i milliardklassen av meget stor samfunnsmessig betydning. Gjennom å delta i de geologiske og geofysiske forundersøkelsene i flere slike prosjekter, har NGU bidratt med grunnlagsdata som trengs for å gjennomføre tunnelarbeider på en faglig forsvarlig og kostnadseffektiv måte. Se også:
http://www.ngu.no/no/hm/Utbygging-og-arealbruk/



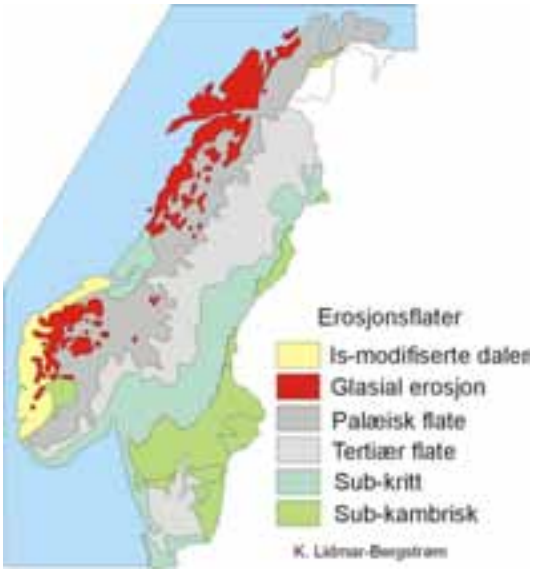
NGU tar sikte på å framskaffe og tilrettelegge best mulig informasjon om berggrunnen med hensyn til fordeling av bergarter, oppsprekkingsgrad og hydrogeologiske egenskaper. NGU disponerer også teknikker som kan gi informasjon om fjellkvalitet og hydrogeologiske forhold mot dypet, både ved målinger på bakken og i borehull. De siste årene har NGU investert betydelige ressurser i å utvikle bedre metoder for både lokalisering og karakterisering av svakhetssoner. Med karakterisering menes her beskrivelse av bredde, fall og hvor dypt sonen går i tillegg til å si noe om vannproblemer og stabilitet (se eget foredrag av Guri V. Ganerød; Bergmekanikkdagen 2008). Det vil bidra til at utbyggere og ingeniørgeologer vil kunne vurdere mulige problemer ved et anlegg på et tidligst mulig tidspunkt i planleggingen. Slik informasjon kan gi samfunnet stor innsparing både i planleggings- og utbyggingsfasen og samtidig øke sikkerheten under driving.

Figur 2. Forenklet kart som viser at berggrunnen i GEOS-området består av prekambriske bergarter, kambrosilurske sedimentære bergarter, og ulike typer eruptive og sedimentære bergarter som er dannet i utviklingen av Osloriften.

Store deler av GEOS-området er også dekket av et sett av geofysiske data målt fra fly og helikopter som kan benyttes som ett av flere verktøy i planlegging av fjellanlegg. Slike data gir ny og grunnleggende informasjon om bergarter og forkastninger/svakhetssoner. Et spesielt produkt avledet fra de geofysiske data kombinert med detaljerte høydedata er et

5.4

"Aktsomhetskart for tunnelplanlegging". Bakgrunnen for utviklingen av dette produktet er at det har vært for lite oppmerksomhet omkring fenomenet kjemisk dypforvitring i Norge. Det er allment kjent at fjellet rundt Oslofjorden er sterkt oppsprukket og gjennomsatt av regionale forkastninger og sprekkesoner der det kan ha foregått sterk hydrotermal omdanning. Derimot har det vært mindre fokus på at tropisk dypforvitring også har påvirket berggrunnen på Østlandet og langs sørlandskysten for mer enn 150 millioner år siden (Fig. 3). Resultatet av disse prosessene er i første rekke bevart langs dyptgående svakhetssoner med leiromvandling som kan skape store problemer ved tunnelbygging (Fig. 4). Ved å kombinere detaljerte digitale høydedata med magnetiske målinger fra fly og helikopter, kan mange slike problem-soner bli avdekket. Langs viktige svakhetssoner, som også danner langstrakte forsenkninger i terrenget, vil fjellet stort sett være lavmagnetisk på grunn av at magnetiske mineraler er fjernet under omdanning. Metoden vil derfor kunne fange opp problemsoner i bergarter med relativt høye magnetiske verdier, og vil være mindre egnet i umagnetiske bergarter. Bruken av denne typen data vil kunne ha stor samfunnsmessig nytteverdi dersom det investeres i nødvendige geofysiske datasett i andre deler av landet.



Figur 3. Geomorfologisk kart av Skandinavia (etter Lidmar-Bergström m fl. 1999). Sub-kritt "etse"-flater, hvor en kan finne dypforvitring, strekker seg fra Skåne nordover langs vestkysten av Sverige og videre innover Østlandet og langs Sørlandskysten.

Figur 4: Utsnitt av 'Aktsomhetskart for tunnel-planlegging'. Kartutsnittet viser et område mellom Asker og Lier der Lieråsen jernbanetunnel går gjennom flere soner med sterk omvandling langs markerte forkastninger og sprekkesoner i Drammensgranitten. Fra Olesen m.fl. (2007).

3 KARTLEGGING AV FARE FOR LEIRSKRED

Kvikkleireskred er naturhendelser som ofte kan ha et stort og katastrofeartet omfang. Fenomenet kvikkleire er knyttet til istidshistorien. På Østlandet finnes store områder med marin leire som ble avsatt i grunt havvann like etter isavsmeltingen i Skandinavia for ca 10-12000 år siden. Under den påfølgende landheving er saltvannsleire (marin leire) blitt hevet over havnivået og erodert (Figur 5). Over tid kan en del av saltet i leira bli vasket ut slik at kvikkleire utvikles i en del soner. Kvikkleire kan være fast så lenge den ligger uforstyrret i grunnen, men flyter som en væske hvis den blir overbelastet og omrørt.

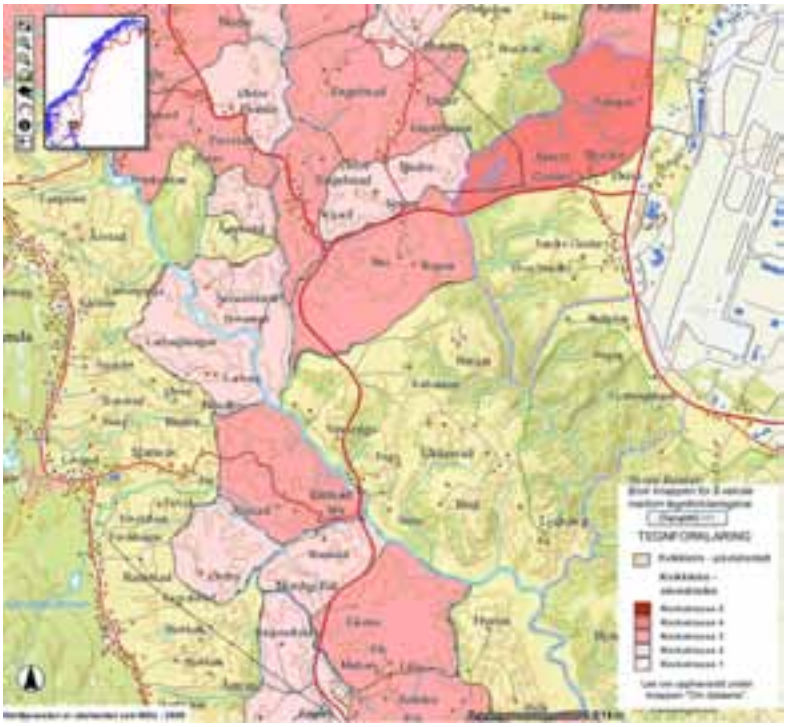
Figur 5. Foto fra område med store leiravsetninger sørvest for Gardermoen

Skred kan starte av naturlige årsaker, men i våre dager er det oftest vi mennesker som forstyrrer den naturlige likevekten og lager forutsetninger for skred. Økt belastning eller graving langs foten av skråninger er vanlige årsaker til kvikleireskred. Sikringstiltak mot skred er svært kostbart, og det er viktig at man har et godt kunnskapsgrunnlag for å kunne prioritere områder der slike tiltak skal utføres. I det sentrale Østlandet vil NGUs kartlegging av marin leire og eldre skredhendelser gi en mer detaljert forståelse for potensielt skredfarlige områder som er til nytte ved skredfarevurderinger.

Innenfor det nasjonale programmet for kvikkleirekartlegging er leirområdene (under marin grense) kartlagt av NGU. Områder der evt. kvikkleireskred med utstrekning større enn 10 da kan tenkes å forekomme ble så identifisert av NGI. Kriterier som benyttes i denne

identifiseringen er leirområder med relieff >10 m, leirskråninger brattere enn 1:15, og områder med eroderende, usikrete elver. I slike områder ble det utført boringer (dreie-/trykksonderinger) for å kartlegge utbredelsen av evt. kvikkleire. Kvikkleireområdene er deretter vurdert i forhold til faregrad og risikoklasse. Dette arbeidet ble utført av NGI på oppdrag fra NVE. Farekartene beskriver sannsynligheten for skred (lav, middels, høy), mens risikokartene beskriver risiko (vurdert ut ifra faregrad og konsekvens) i form av 5 risikoklasser (Fig. 6).

Mange steder innen GEOS-området har det foregått en intens ravinedannelse i leirområdene, slik at leirarealene er svært oppstykket og dermed faller under grensen på 10 da. Dette gjelder bl.a. store deler av Romerike og langs de store elvene i Østfold og Vestfold. Slike områder er ikke undersøkt innen Leirprosjektet, men er likevel nødvendig å vurdere geoteknisk i forbindelse med utbygginger.



Figur 6. Eksempel på kart som viser risikoklasse i område der det er fare for kvikkleireskred. Risikokartene beskriver risiko vurdert på grunnlag av faregrad og konsekvens.

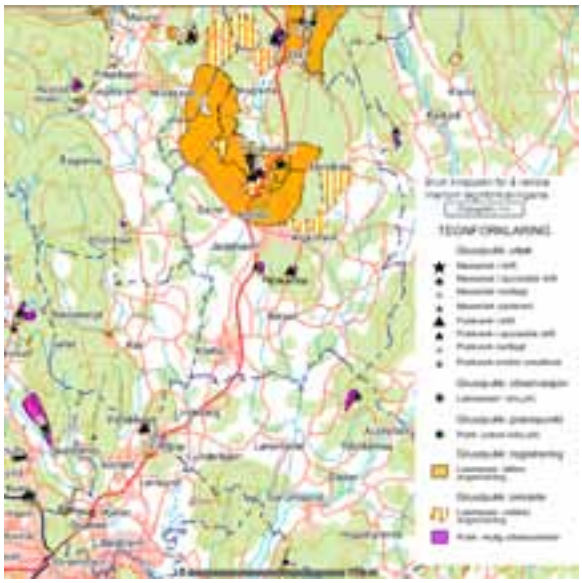
Informasjon om utbredelse av marin leire finnes på **www.ngu.no/kart/losmasse.** Informasjon om kvikkleire, kvikkleireskred og andre typer skred finnes på **www.skrednett.no/.**
Fra 2009 vil Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) ha ansvar for statlige forvaltningsoppgaver innen forebygging av skredulykker, og vil bl.a. videreføre det statlige programmet for skredkartlegging. NGU vil fortsatt ha en sentral rolle i gjennomføringen av kartleggingsarbeidet.

4 BYGGERÅSTOFF I OSLO-REGIONEN

Forekomster av byggeråstoffene pukk og grus er en viktig ressurs for bygge- og anleggsformål. Råstoffene tas ut fra fjell ved sprengning, eller fra naturlige grusavsetninger. Samfunnets behov for slike råstoffer er økende og særlig stort i pressområdet i Oslo-regionen. Selv om åtte av de ti største sand- og grusforekomstene i Norge (rangert etter volum) ligger i Oslofjordområdet, kan vi ikke lenger betrakte grus og pukk som ubegrensede ressurser innen regionen. For Oslo og de nærmeste kommunene i Akershus finnes det ingen tilgjengelige sand- og grusforekomster innen en avstand på 4-5 mil.

Bærekraftig bruk av samfunnets begrensede ressurser krever tilgang til god kunnskap. NGUs ansvar er å framskaffe geologisk informasjon om forekomster og uttak (Fig. 7). Dette gir grunnlag for å sikre at områder for eksisterende og fremtidige uttak av grus og pukk blir tatt med i areal- og reguleringsplaner i kommunene. Videre ligger det en betydelig gevinst for samfunnet i å forvalte de regionalt og nasjonalt viktige ressursene på tvers av kommune- og fylkesgrenser innenfor den enkelte region. En oppdatert oversikt er dermed avgjørende for å kunne oppnå en optimal regionvis bruk av ressurser som er med best mulig tilpasset de aktuelle kvalitetskrav.

Leting etter nye forekomster med ønsket kvalitet gjøres på grunnlag av NGUs berggrunns- og løsmassekart. Disse undersøkelsene gjøres i samarbeid med fylker og kommuner. På grunnlag av kvalitet og beliggenhet/marked blir de enkelte forekomstene klassifisert som en nasjonal, regional eller lokal ressurs.

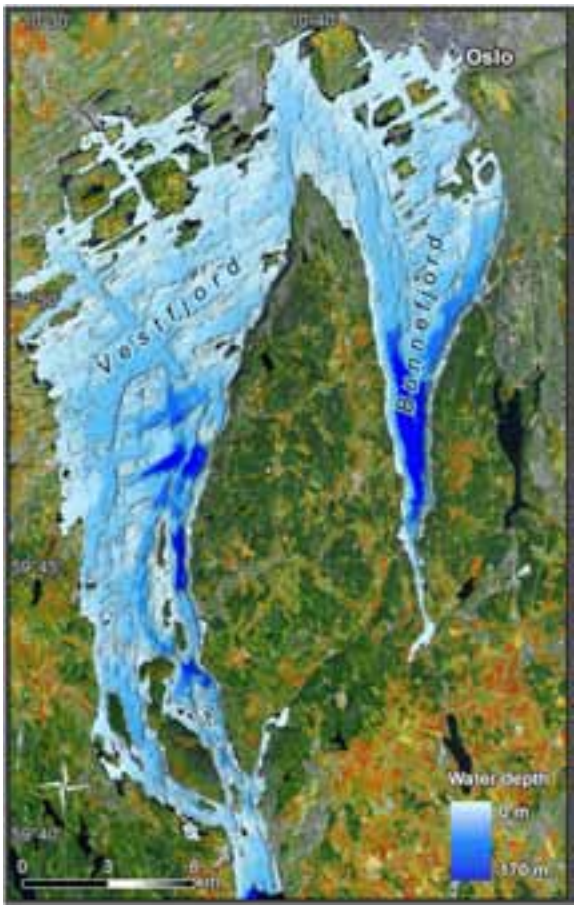


NGU møter samfunnets informasjonsbehov gjennom å tilrettelegge oppdatert informasjon i en nasjonal Grus- og Pukkdatabase: **www.ngu.no/grusogpukk**. Her finnes faktaopplysninger om forekomstene, samt kart og kommunevise beskrivelser av byggeråstoffsituasjonen. NGU har kartlagt 1500 sand- og grusforekomster og 220 pukkforekomster i Akershus, Oslo, Østfold, Buskerud, Vestfold og Telemark. I alt 1560 massetak er registrert hvorav 190 er i drift. Oslo kommune trenger ca. 3-4 mill. tonn pukk og grus pr år, dvs. 150-200 mill tonn de nærmeste 50 år. Det sentrale Østlandet vil i samme periode ha behov for 900 mill tonn pukk og grus.

Figur 7. Kartutsnitt fra NGUs grus- og pukkregister som viser forekomstene i et område mellom Oslo og Ullensaker.

5 MARINGEOLOGI I OSLOFJORDEN

I regi av prosjektet Geologi i Oslo-regionen (GEOS) har NGU tatt gjennomført en heldekkende maringeologisk kartlegging av den indre delen av Oslofjorden (Fig. 8). Målet med kartleggingen er blant annet å skaffe detaljert informasjon om dybdeforhold, lage kart over bunntyper, definere sedimentmektigheter og akkumulasjonsområder, og å kartlegge miljøtilstanden på sjøbunnen. Detaljerte dybdedata gir også ny og detaljert kunnskap om berggrunnen under løsavsetningene. Datasettet kan derfor brukes som grunnlag for et oppdatert berggrunnkart som dekker både sjø- og landområder.



Kartleggingen er utført ved bruk av akustiske metoder som interferometrisk sonar og refleksjonseismikk. Akustiske data har blitt verifisert ved hjelp av overflateprøver og sedimentkjerner. Store deler av sjøbunnen er dekket av veldig bløte, svarte, finkornete sedimenter med et høyt innehold av organisk materiale. I visse områder er det oksygenmangel på havbunnen, og sedimentene har kraftig lukt av H_2S. Det er utført detaljerte geokjemiske studier av sedimentkjerner fra de øvre lagene på fjordbunnen. Analysene viser at forurensningen i Oslofjorden, som nådde toppen fra rundt 1950 til ut på 70-tallet, nå er på veg nedover.

Figur 8. I indre Oslofjord er topografien og dybdeforholdene dominert av den kambrosiluriske berggrunnen, som danner et mønster av rygger og daler orientert omtrent øst-nordøst – sør-sørvest. Omtrent på tvers av denne retningen går det sprekker og forkastninger, som også danner dype forsenkninger (lineamenter) på sjøbunnen.

Resultatene av kartleggingen skal danne grunnlag for en best mulig forvaltning og planlegging av infrastruktur i indre deler av Oslofjorden. Arbeidet utføres i nært samarbeid med lokale brukere, blant annet Oslo kommune, og forsknings- og utdanningsinstitusjoner som Forsvarets Forskningsinstitutt og Universitetet i Oslo.

Alle resultater blir fritt tilgjengelig på nettsidene **www.ngu.no** og **www.mareano.no** etter hvert som de ferdigstilles.

6 KARTLEGGING AV RADON I OSLO-REGIONEN

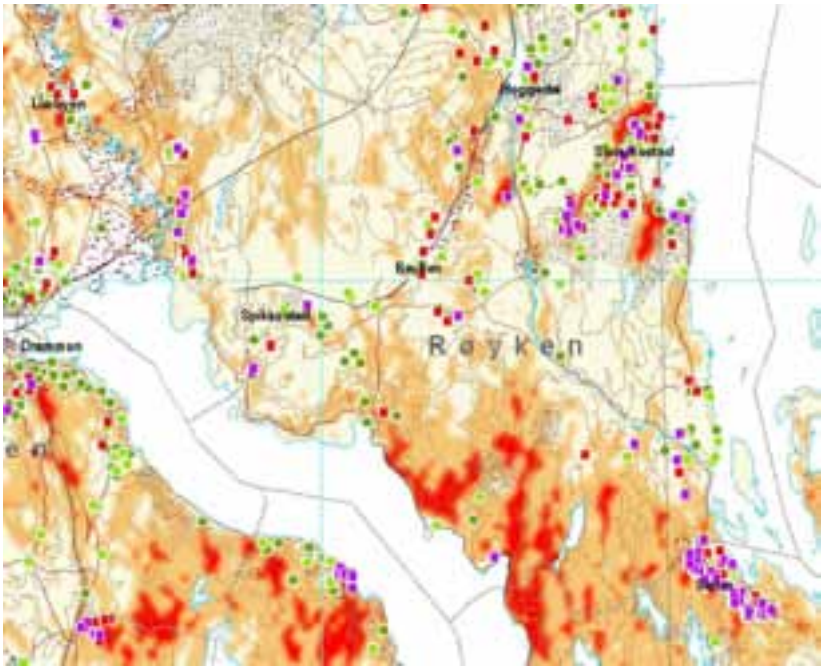
Alle bergarter og løsmasser inneholder en varierende mengde naturlig radioaktive grunnstoffer, blant annet uran og thorium. Gjennom spalting av uran oppstår den radioaktive gassen radon, som over tid kan føre til økt risiko for lungekreft når den siver inn og konsentreres i bygninger med lite ventilasjon. Norge er et av de landene i verden med de høyeste radonkonsentrasjonene i inneluft. Dette skyldes i hovedsak tre forhold – geologi, klima og bygningskonstruksjon. Se også: **http://www.ngu.no/no/hm/Geofarer/Radonfare/**

For høye konsentrasjoner av radon i luft innendørs antas å føre til at mellom 100 og 300 nordmenn pådrar seg lungekreft hvert år. NGU har i samarbeid med Statens strålevern utarbeidet **aktsomhetskart** som viser de mest radon-utsatte områdene i Oslo-regionen. Figur 9 viser dekningen av aktsomhetskart. Et detaljert utsnitt i figur 10 viser et eksempel fra Røyken.

Kartene dekker til sammen et område på over 10.000 kvadratkilometer med nærmere to millioner innbyggere. I arbeidet har NGU, ved hjelp av fly og helikopter, gjort omfattende målinger av naturlig bakgrunnstråling fra uran i bakken. Statens strålevern har stilt til disposisjon resultater fra radonmålinger i hele 6326 hus fra det samme området. Aktsomhetskartene er et godt hjelpemiddel for kommunene, både ved prioritering av målinger av radon i eksisterende hus, og ved planlegging av ny utbygging.

Figur 9. Oversiktskart som viser dekning av aktsomhetskart for radon.

De høyeste konsentrasjonene av uran finnes gjerne i områder med alunskifer og uranholdige granitter i berggrunnen. De sørlige delene av Østfold, rundt Drammens-fjorden og i området mellom Asker og Ringerike har forhøyet innhold av uran i grunnen. Konsentrasjoner av radioaktiv stråling fra uran i enkelte områder, betyr *ikke* nødvendigvis at det utgjør noen helsefare å bo i disse områdene. Det forteller bare at en av forutsetningene for et radonproblem er til stede. Radongassens evne til å trenge mot jordoverflaten avhenger av flere forhold, slik som løsmassenes sammensetning og porøsitet, eventuelle grunnvannsforekomster og bergartenes sammensetning. Radongass trenger hovedsakelig inn i bygninger på to måter: gjennom sprekker eller porøsitet i grunnmurskonstruksjoner, eller fra innendørs bruk av vann fra borede brønner – ved at radongass frigjøres i det vannet møter lufta i rommet.



Figur 10. NGU har i samarbeid med Statens strålevern brukt resultatene fra flymålingene og forekomst av radongass i inneluft til framstille aktsomhetskart. Figuren viser et utsnitt fra Røyken. Kartene viser til tre viktige faktorer i vurdering av aktsomhet: ***Punkt*** *= målinger av radon i inneluft; firkant=over tiltaksgrense.* ***Brun farge*** *= relativt høye konsentrasjoner av uran fra helikoptermålinger.* ***Finprikket skravur*** *= moderat permabilitet i løsmasse.* ***Grovere skravur****: Lett gjennomtrengelige løsmasser (gjerne knyttet til økt radonfare/aktosmhetsnivå).*

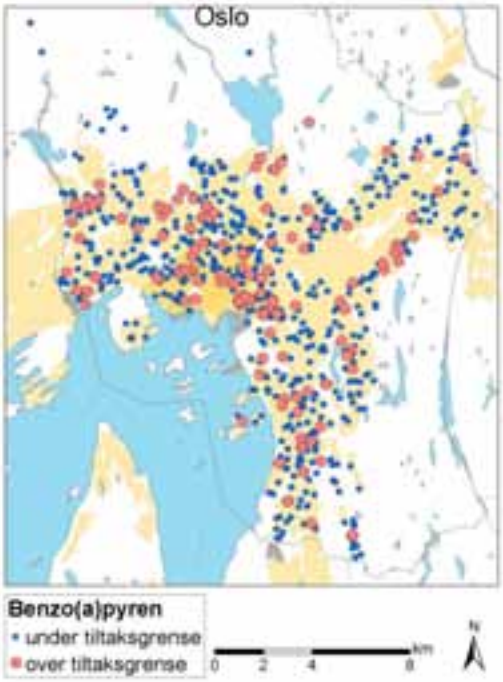
7 INNSYNKNING I LØSMASSER

NGU har gjennom flere år brukt satellittbaserte radarsignaler for å kunne måle små vertikale bevegelser i bakken. Metoden kan brukes til å avdekke utglidning i bratte fjellsider (store fjellskred), innsynkning i leirområder eller setninger i fyllinger. I Norge finnes det store områder der bolighus, store bygninger og infrastruktur er fundamentert på løsmasser over berggrunnen. Slike løsmasser kan være delvis ustabile og det kan oppstå setninger under bygningene. Ulike tiltak, for eksempel tunneldrift, kan gi endringer av grunnvannsstanden som føre til setninger i grunnen. Det finnes også områder der forskjellig infrastruktur er bygd på gamle fyllinger som kan være delvis ustabile. Alle disse tilfellene kan gi betydelig skade på bygninger. NGU har i samarbeid med NORUT-IT i Tromsø tatt i bruk en nye teknikker for å måle og overvåke slike bevegelser.

I GEOS-prosjektet har NGU i samarbeid med Oslo kommune og Jernbaneverket Øst tidligere studert innsynkning innenfor Oslo kommune. Det ble for perioden 1992-2001 påvist betydelig innsynkninger på enkelthus og i større områder (se bl.a. Dehls & Nordgulen, 2003).

8 KARTLEGGING AV FORURENSET GRUNN

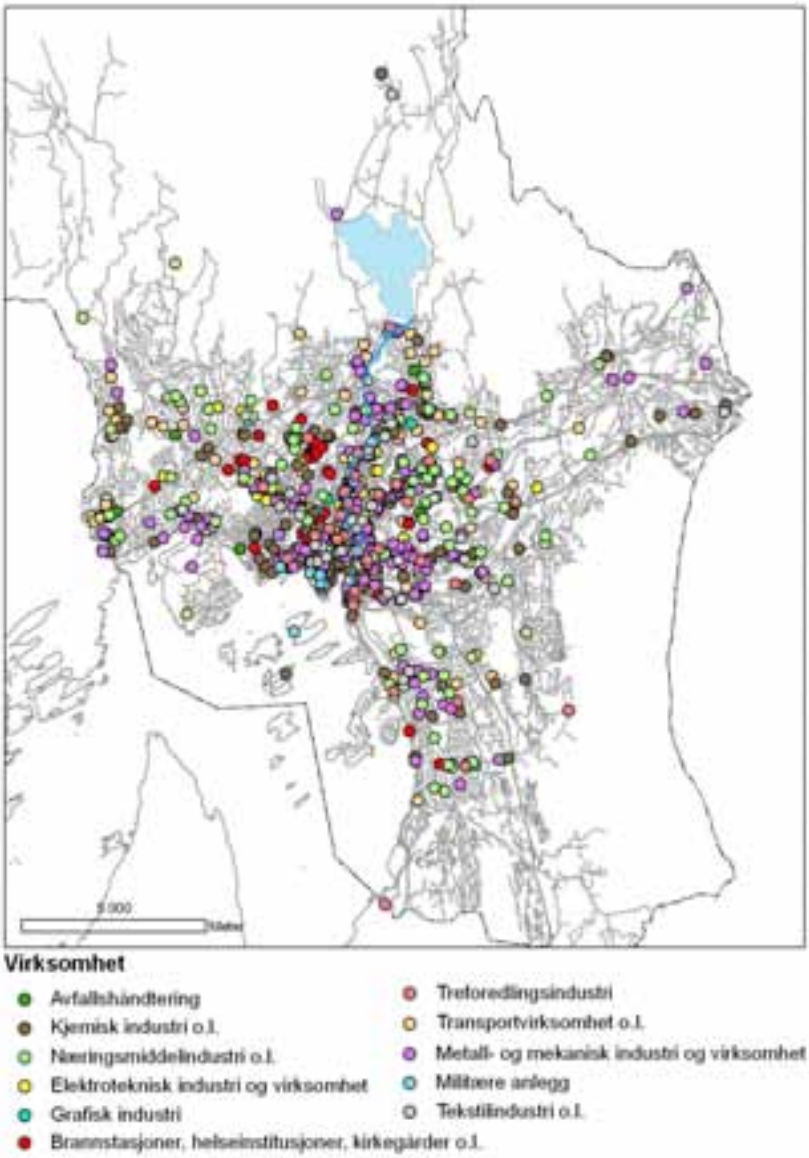
Tre av fire nordmenn bor i byer eller tettsteder. Grunnen under føttene våre er gjennom århundrene blitt behandlet som et uendelig sluk for avfall (Fig 11 & 12). Resultatene fra NGUs kartlegging i flere større byer viser at jorda i de eldste delene av byene er til dels sterkt forurenset med bly og tjærestoffer. Dette representerer et miljø- og helsemessig problem, og for å oppnå et bedre miljø i byer og tettsteder må også jordforurensning tas på alvor. Se også: **http://www.ngu.no/no/hm/Klima-og-miljo/Forurensning/**



I et samarbeidsprosjekt mellom Oslo kommune, Nasjonalt folkehelseinstitutt, Norges Teknisk Naturvitenskapelig Universitet og NGU utvikles et nytt faglig og administrativt system for håndtering av forurenset grunn. Prosjektets overordnede mål er å redusere spredning av miljøgifter til mennesker og miljø. En rekke databaser danner det faglige grunnlaget for produktet, i tillegg til veiledere og såkalte tilstandsklasser for jord:

- Historisk database med opplysninger om aktivitet som kan ha ført til grunn-forurensning 1837-1947 (NTNU).
- Geokjemisk database (NGU)
- Bransjeregister 1947-2008 (Oslo kommune)

Figur 11. Kartet viser fordelingen av benzo(a)pyren som er en kreftfremkallende organisk miljøgift. Hvis konsentrasjonen er høyere enn 0,5 mg/kg i barnehager og på lekeplasser må jorda fjernes og erstattes med ren jord.

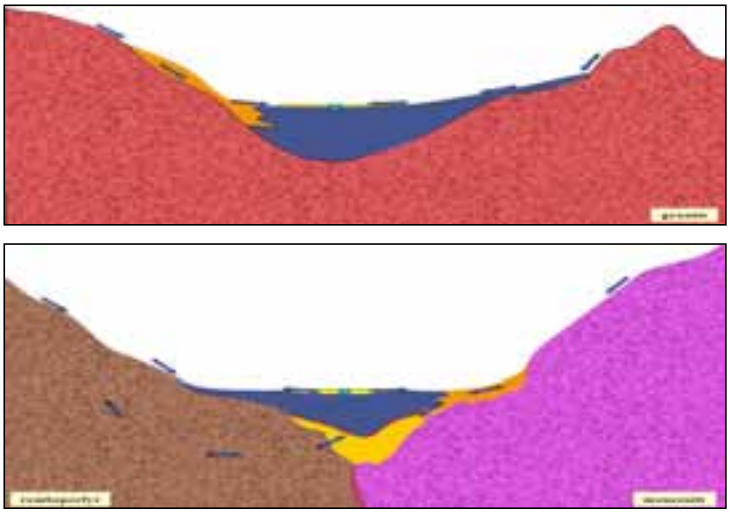


Figur 12. Kart som viser hvor det er historiske opplysninger som tilsier at det er grunn til å tro at grunnen er forurenset, og at det dermed er behov for miljøtekniske undersøkelser etter forurensningsforskriftens kap. 2. Aktsomhetskart for grunnforurensing blir utformet på basis av historiske data og opplysninger fra systematisk geokjemisk kartlegging (4 prøver pr km^2).

9 GRUNNVANN

NGU er den nasjonale fagmyndigheten for kunnskap om grunnvann, med ansvar for kartlegging av grunnvannsressurser, nasjonal grunnvannsdatabase (GRANADA), samt anvendt forskning og metodeutvikling. NGU samler inn brønndata og rapporter om grunnvannsundersøkelser og formidler kunnskap om grunnvann til brukere i offentlig og privat sektor. Denne formidlingen skjer gjennom NGUs informasjonsportal **www.grunnvann.no** . Portalen inneholder generell informasjon og adgang til databasen GRANADA med spesifikk informasjon om grunnvann og brønner i Norge.
Grunnvannsundersøkelsene i GEOS-området har omhandlet kartlegging og karakterisering av grunnvannsressurser og grunnvannsstrømning i dype dalsystemer. Hovedfokus har vært sammenhengen mellom henholdsvis grunnvann i fjell og løsmasser, og grunnvann og overflatevann under en del typisk norske forhold. Numedalen ble valgt som eksempel (Dagestad 2008), hvor man bl.a. finner vannførende gruslag på store dyp under leire, se figur 13. Viktige forskningstema har vært:

- vannbalanse; mating, interaksjon grunnvann/overflatevann, grunnvannsuttak, oppholdstid.
- kvantifisering og betydning av egenskaper til sedimenter og bergarter; herunder porøsitet, sprekker, anisotropi og forvitring.
- grunnvann i løsmasser og fjell; effekter fra fjelltopografi, umettet sone, uttak, stratifisering av grunnvannsmagasiner i lukkete og åpne løsmasseakviferer.
- hydrokjemi; utvikling av grunnvannskjemi fra nedbør til grunnvann, geokjemisk interaksjon mellom bergart og vann i sprekker, bergartsammensetning, kjemisk stratifisering.
- grunnvannsressurser og risikovurdering; kvantifisering av volum i fjell og løsmasse, tilgjengelighet og bruksvurdering, sikringssoner for vannverk i fjell og løsmasser, overvåking.

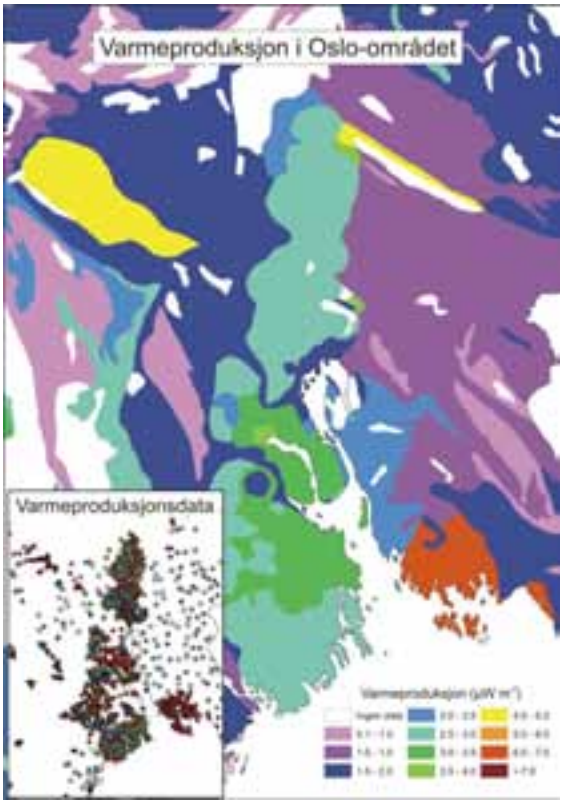


Figur 13 Skjematisk hydrogeologisk tverrsnitt over Numedal. Øverst: Ved Graverfoss (SV-NØ). Nederst: Ved Komnes (SSV-NNØ). Blått = marin leire, orange = bre-elvsavsatt materiale, gult = elveavsatt materiale.

9 GRUNNVARME OG GEOTERMISK ENERGI

Høye energipriser og mer fokus på miljø har økt interessen for alternative energikilder. Dette kommer til uttrykk i den nasjonale FoU-strategien Energi21 som konkluderer med at både innovasjonsevne, grunnforskning og tverrfaglighet på flere områder må styrkes. Dette er fulgt opp gjennom Forskningsrådets betydelige satsing på fornybar energi, spesielt gjennom opprettelsen av Forskningssentre for miljøvennlig energi.

Varme fra grunnen vil kunne bli en viktig form for fornybar energi i Norge. Uttak av energi fra grunnen ved hjelp av varmepumpe har vist seg å være et økonomisk godt alternativ der geologi og andre forhold ligger til rette for det. Energi kan hentes fra jord, berg eller grunnvann. I GEOS-området har NGU gjennomført flere undersøkelser for å avklare potensialet for grunnvarme. Et pilotprosjekt i Asker og Bærum har fokusert på uttak av grunnvarme fra berggrunnen. Her vises det hvordan varmeledningsevne, temperatur og varmestrøm kan variere i berggrunnen.



Grunnvarme i den form som omtales her, med uttak av energi fra grunne dyp (<300 meter), er i hovedsak magasinert solvarme med et lite bidrag fra spalting av radioaktive elementer i berggrunnen.
Dyp geotermisk energi er varme fra nivå dypere enn 300 m. Dette er energi som dannes ved radioaktiv nedbryting av naturlig forekommende grunnstoffer i bergartene. Nedbrytingsprosessen gir varme som blir lagret i fjellet. For denne typen energikilde vil det være avgjørende å forstå hvordan varmeledningsevne, temperatur og varmestrøm kan variere i berggrunnen. NGU har som en del av sine regionale undersøkelser laget et kart som viser hvilke bergarter og områder som har høyest varme-produksjon og varmestrøm (Figur 15).

Figur 15. Kart som viser varmeproduksjon basert på målinger av bergartenes kjemiske sammensetning. Kombinert med verdier for varmeledningsevne gir dette viktig kunnskap om mulighetene for å utnytte geotermisk energi. Mer informasjon om grunnvarme og geotermisk energi finnes her: **http://www.ngu.no/no/hm/Georessurser/Grunnvarme/**

Referanser:

Generell informasjon om Norges geologiske undersøkelse: **www.ngu.no**

Dagestad, A. 2008: Hydrogeologiske undersøkelser Hvittingfoss vannverk, Kongsberg kommune. NGU-rapport 2008.019.

Dehls, J.F. & Nordgulen, Ø. 2003: Evaluation of the use of PSInSAR for the monitoring of subsidence in Oslo region. NGU Report 2003.105.

Ganerød, Guri V. 2008: Bruk av geofysiske metoder som kartleggingsmetode. Bergmekanikkdagen 2008. Norsk Bergmekanikkgruppe.

Lidmar-Bergström, K., Olsson, C.D. & Roaldset, E. 1999: Relief features and palaeoweathering remnants in formerly glaciated Scandinavian basement areas. In: Thiry, M. & Simon-Coinçon, R. (eds.), Palaeoweathering, palaeosurfaces and Related Continental Deposits. *International Association of Sedimentologists, Special Publications 27*, 275-301.

Lundin, E., Olesen, O., Kihle, O. & Skilbrei, J.R. 2005: Interpretation of the magnetic anomaly pattern in the Oslo region. *NGU Report 2005.044.* 43 pp.

Lutro, O. & Nordgulen, Ø. 2008: Oslofeltet, berggrunnskart M 1: 250 000. Fargetrykt kart. *Norges geologiske undersøkelse.*

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, 253-267.

Smethurst, M., Strand, T.E., Finne, T.E. & Sundal, A.V. 2006: Aktsomhetskart – Radon. Drammen – Hurum – Oslo. Målestokk 1:100.000. Norges geologiske undersøkelse og Statens strålevern.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

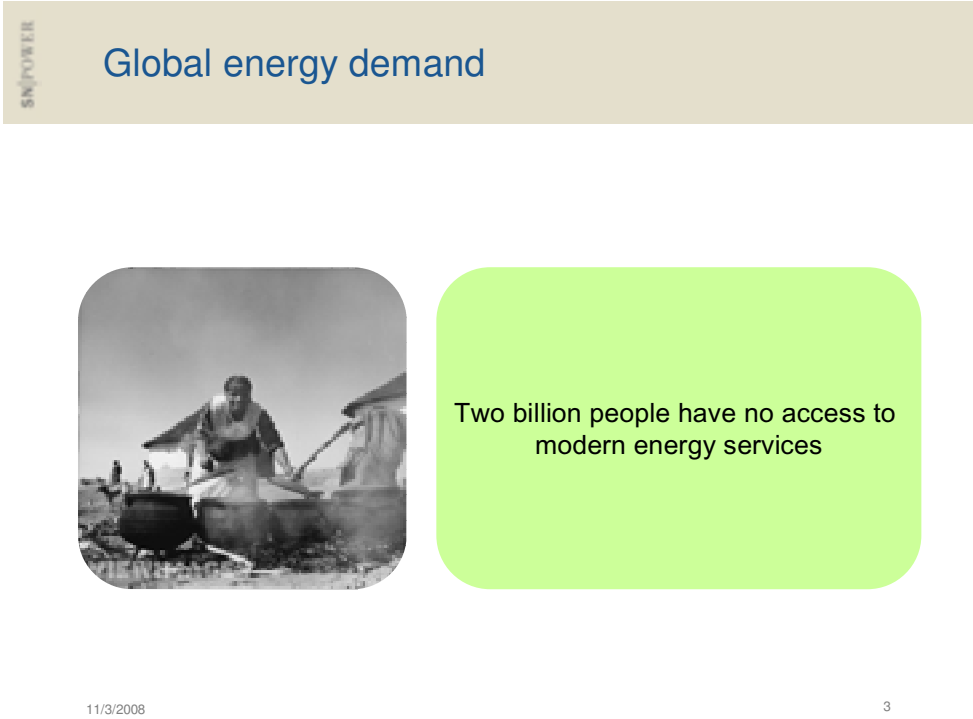
INTERNASJONALISERING AV NORSK VANNKRAFTTEKNOLOGI - EKSEMPLER FRA SN POWER I CHILE OG INDIA

Norwegian hydropower going abroad, examples from SN Power in Chile and India

Prosjektdirektør Leiv Pedersen SN Power Invest AS

SAMMENDRAG

I 2002 besluttet Statkraft og Norfund å opprette SN Power som et investeringsselskap med 50% eierandel hver. Statkraft hadde i noen tid vært aktive internasjonalt med Statkraft International, men man ønsket et mer aktivt redskap for å investere i forretningsmessige solide prosjekter og helst i de landene hvor Norfund har en oppgave å stimulere til økonomisk vekst. Fundamentet til SN Power er å investere i ren fornybar energi i utvalgte land med en bærekraftig økonomi. All investering skal være basert på bærekraftig utvikling basert på kommersielle betingelser.

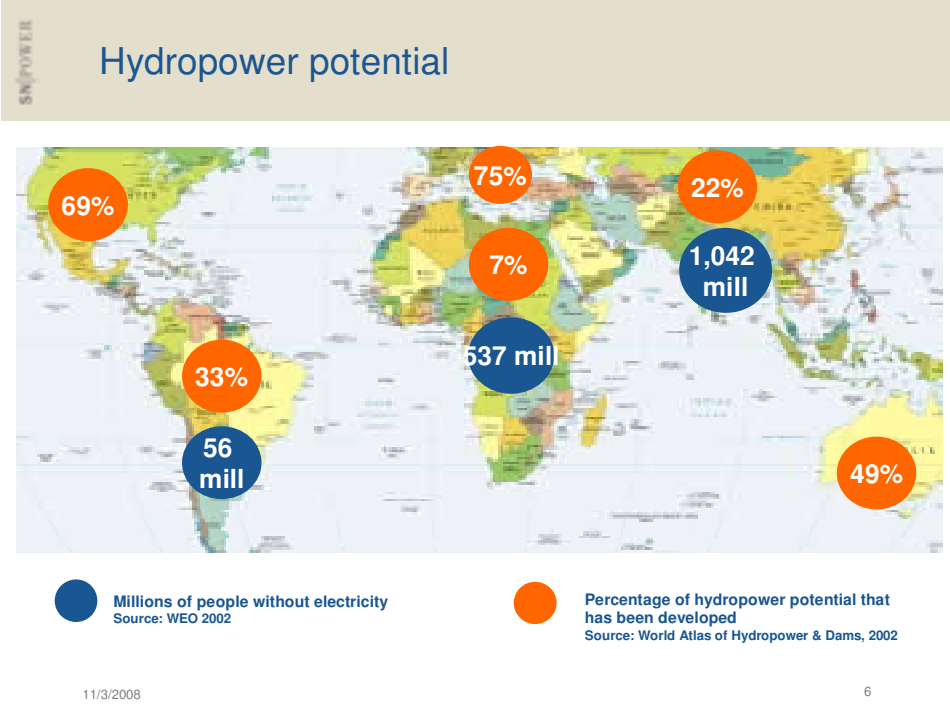


Globalt sysselsetter SN Power ca 800 ansatte på 3 kontinent, og majoriteten er lokalt ansatte. I 2006 hadde selskapet for første gang positivt resultat og i 2007 var overskuddet på MNOK 221. SN Power er i 2008 en relativt stor kraftprodusent i norsk målestokk og er fortsatt i

vekst. Selskapet har i dag i produksjon og under bygging ca 1000 MW og vil generere ca 3800 GWh. Videre holder selskapet på å utvikle en rekke nye lisenser og ambisjonene er å ha i drift eller under bygging til sammen 3000 – 4000 MW og 12 – 15 TWh innen 2015.

SUMMARY

SN Power Invest was formed by two the two equal partners Statkraft and Norfund in 2002 as a global investment company in renewable energy, especially in hydropower. The basis for the company is to become a leading hydropower company in emerging markets, contributing to economic growth and sustainable development.



Globally SN Power Invest employs over 800 persons on 3 continents, with a majority of local employees. In 2006 the company had for the first time positive results and the in 2007 the result was MNOK 221. Compared with the Norwegian energy market, SN Power is already a significant player and is still growing. The portfolio today is approx. 1000 MW and 3800 GWh, Greenfield projects included, and the ambition is to reach 3000 – 4000 MW and 12 – 15 TWh by 2015.

MARKED

SN Power Invest opererer i mange ulike markeder hvor strategien for investeringer og produksjon av kraft er ulike. SN Power har sin virksomhet fordelt over tre ulike kontinent, Latin-Amerika, Afrika og Asia. Gjennom våre eiere har vi en unik mulighet til å kvalitetssikre våre prosjekter og utdanne de ansatte til å foreta de riktige beslutningene for hvert enkelt prosjekt.

SN Power is established in Asia and Latin America

11/3/2008 13

Latin-Amerika

I Latin-Amerika er aktiviteten konsentrert omkring Chile og Peru, men i tillegg ser vi på prosjekter og muligheter også i andre land.

SN Power
Established in Latin America

Peru
- Cahua company
  - 114 MW/ 470 GWh
- Electroandes
  - 180 MW/ 1100 GWh
- Greenfield opportunities

Chile
- La Higuera,155 MW
- La Confluencia, 155 MW
- Central Colmito, 60 MW
- Totoral, 50 MW

- Greenfield oportunities

Developing projects in emerging markets

12

I Chile er det 4 kraftverk under bygging, de to vannkraftanleggene La Higuera og La Confluencia, ett reserve gasskraftverk for de to foregående og et vinkraftverk. Til sammen har disse kraftverkene en installert effekt på 428 MW. Videre holder selskapet på å utvikle andre lisenser i regionen. I Chile har man et strategisk samarbeid med Pacific Hydro fra Australia for de vannkraftanleggene som er under bygging.

I Peru er SN Power Invest hel- eller deleier i to store kraftselskap, Cahua og Electroandes, og selskapet er i dag Perus femte største kraftprodusent med 294 MW installert effekt.

Afrika

Afrika har vært et vanskelig kontinent å etablere seg i for SN Power. Flere prosjekter har vært vurdert, men av ulike årsaker har ingen blitt realisert. Årsakene har vært flere, som markedssituasjonen i det enkelte land, prosjektøkonomi eller –risiko.

Asia

I Asia er det to prinsipielle satsingsområder, Syd-Asia og Sydøst-Asia. I tillegg er SN Powers kommersielle kontor lokalisert i Singapore.

SN POWER

Existing business base in Asia

Country	Plant	Status	Capasity [MW]	Equity Capasity [MW]
India	Malana	In operation	86	42
	Allain Duhangan	Under construction	192	85
	Bara Bhangal	Pre-feasibility stage	200	98
Nepal	Khimti	In operation	60	30
	Tamakoshi 2 & 3	Feasibility stage	430	430
Sri Lanka	Nivindu	In operation	6	2
Philippines	Magat	In operation	360	180
	Ambuklau / Binga	Under renovation	175	87
Total Asia			**1509**	**954**

11/3/2008 15

På Sri Lanka har SN power en liten eierandel i et kraftverk i drift, men det er ingen planer om videre oppbygging i landet.

I India inngikk man et samarbeid med det familie eide selskapet Bhilwara i 2004 og man kjøpte seg opp til en eierandel på 49 % i det eksisterende selskapet Malana Power Company

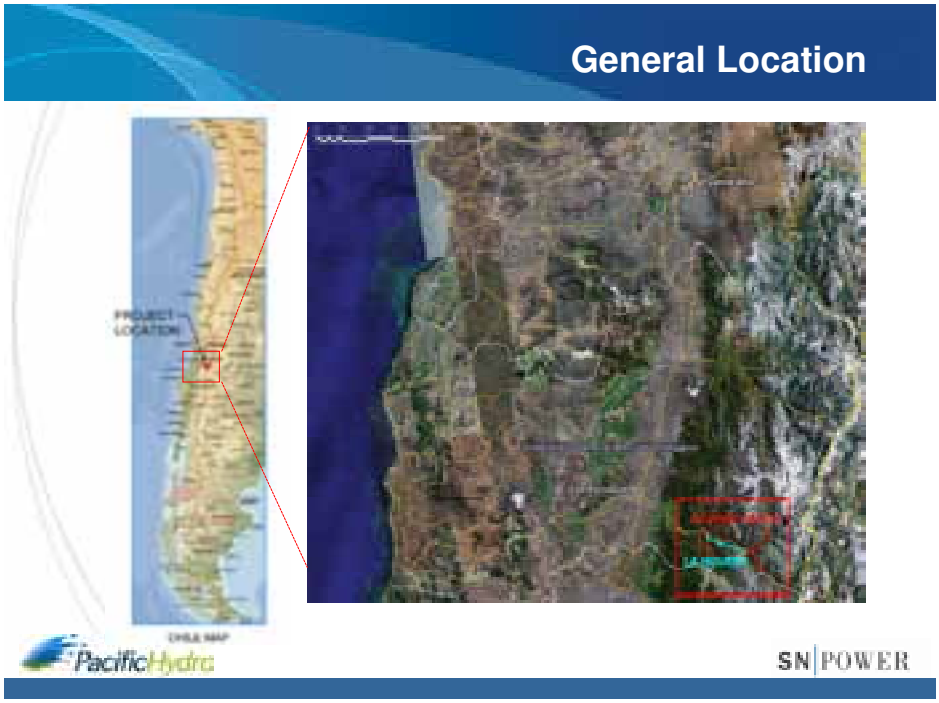
Ltd, MPCL. De resterende 51 % eies av Bhilwara. MPCL eier rettighetene til utbygging av prosjektet Allain Duhangan Hydropower Ltd, ADHPL, med 88 % og Verdensbanken via IFC har de resterende 12 % av aksjene i selskapet. MPCL genererer ca 380 GWh pr år mens ADHPl vil ha en forventet produksjon på 800 GWh. SN Power inngikk i 2008 en avtale med Tata Power om et samarbeid på framtidige prosjekt i India, Nepal og Bhutan.

I Nepal overtok SN Power aksjene til statkraft i Himal Hdro Ltd som driver Khimti 1. Khimti 1 ble i sin tid bygget av Statkraft anlegg og stod ferdig i 2001. I 2007 fikk SN Power lisens til å utvikle og bygge 2 lisenser oppstrøms Khimti 1, Tamakoshi 2 og 3. Disse prosjektene er nå under vurdering og utvikling.

På Filippinene fikk SN Power tilslag sammen med det lokale selskapet Aboitiz i 2006 på kjøp av Filippinenes største vannkraftanlegg Magat, som er i drift. I 2007 fikk man også tilslag på to andre kraftverk, Ambuklao og Binga som skal rehabiliteres. På Filippinene har man et deregulert kraftmarked og ved hjelp av Statkraft har man lykkes med å levere kraft til gunstige priser i spotmarkedet.

La Higuera/ La Confluencia

Anleggene ligger i Andesfjellene, ca 100 km syd for Santiago. Begge er elvekraftverk som ligger i kaskade, med La Confluencia oppstrøms. Installert effekt er 155 MW for begge anleggene.



La Higuera ble satt ut på anbud først og er planlagt satt i drift i løpet av 2009. La Confluencia er planlagt ferdigstilt i juni 2010. Kontraktene for begge anleggene er Design & Build

kontrakter, med regulering for mengder som følge av geologiske forhold på tunneldriften. Anleggene har en kostnadsramme på omtrent MUSD 350.

Quieros Galvao fra Brasil vant kontrakten på La Higuera, mens Hochtief fikk kontrakten på bygging av La Confluencia.

Allain Duhangan

Anlegget er lokalisert i delstaten Himachal Pradesh i det nordlige India, ca 650 km nord for New Delhi. Anlegget får en installert effekt på 192 MW og en årlig produksjon på 800 GWh. Anlegget er et elvekraftverk med et dagreservoir for 2 x 3 timers produksjon i tørrsesongen.

Anlegget drives av indiske entreprenører og dels indiske og dels internasjonale leverandører. Det er flere enn 20 ulike kontrakter på anlegget. Civil-kontraktene er basert på enhetspriser mens elektromekaniske kontrakter er på design & Build basis.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

NY KULLGRUVE PÅ SVALBARD - LUNCKEFJELL

Arne Langeland – Prosjektleder Ny Gruve i Lunckefjell

1 Ny kullgruve på Svalbard – Lunckefjell

Kullressursene i Svea-området på Svalbard har de senere åra vært gjenstand for omfattende kartlegging, prospektering og mer detaljert planlegging med tanke på videre gruvedrift etter Svea Nord. Strategisk har kartlegging av kullressurser som kan utvinnes med utgangspunkt i eksisterende bebyggelse og infrastruktur i Svea vært prioritert.

Lunckefjell som ligger ca 12 kilometer nord for Svea er en slik ressurs. Den ligger kun 2 kilometer nord for et evt. utslag fra eksisterende gruve Svea Nords nordligste punkt. Med sin nærhet til eksisterende gruve vil allerede etablert infrastruktur som hovedstoller, transportbelter, vannforsyning og elektrisk anlegg helt eller delvis kunne benyttes under åpning og senere drift av det nye feltet.

Eksisterende strossepaneler i Svea Nord vil etter gjeldende produksjonsbudsjett være ferdig utdrevet i løpet av 2012 – 2013. Neste gruve planlegges ut i fra dette for oppstart i forlengelsen av dette.

Det er levert forhåndsmelding til Sysselmannen på Svalbard og utredningsprogram for konsekvensutredning (KU) er fastlagt. Tidsramme for utarbeidelse og innlevering av KU med tilhørende søknad om tillatelse er satt til medio oktober 2009. Svar på søknaden vil da foreligge i løpet av første kvartal 2010.

1.1 Generelt

Selskapet driver i dag Gruve 7 som ligger i Longyearbyen og Svea Nord i Svea.
Selskapets administrasjon ligger i Longyearbyen og forbindelsen mellom Longyearbyen og Svea skjer med fly, båt og om vinteren på land over snødekt mark.

Store Norske har ca. 400 ansatte. Disse fordeler seg på ca 270 i gruva og resten i administrasjon og tilhørende stillinger.

1.2 Miljøutfordringer

En stor del av prosjektet og en viktig utfordring vil være å imøtekomme de miljøutfordringer som et slik inngrep innebærer. Dette vil bli grundig utredet i konsekvensutredningen som er under utarbeidelse. Her skal det tas hensyn til både lokale og globale virkninger av tiltaket. Globale klimaeffekter som en total CO2-bidragsanalyse skal også utarbeides.

I lokal miljøsammenheng gir gruvedriften i hovedsak visuelle spor i naturen begrenset til de anleggene som ligger over jord. Det største fokus her vil være på veibyggingen over Marthabreen med tilhørende masseuttak.

Utslipp til land, vann, bre og luft vil også utredes og vil inngå i Store Norskes generelle utslippstillatelse fra SFT.

1.3 Lunckefjell

Lunckefjellet ligger ca. to kilometer nordøst for den nordligste enden av Svea Nord-feltet. Kullfløtsen faller mot sørvest med omtrent samme gradient som i Svea Nord. Fløtsen ligger fra 500 til 800 m.o.h. med utgående oppe i fjellsidene på samme måte som gruvene rundt Longyearbyen.

Med valgte mulige feltgrenser vil forekomsten inneholde mellom ca 11,8 millioner tonn kull med en driftshøyde i området 1,33 – 2,15 meter.

Analyser av borekjerner viser et askeinnhold på mellom 12 % og 15 % og et svovelinnhold på 1,1 %. Askeinnholdet påvirker energimengden i kullene slik at dess høyere aske dess lavere energi og derved lavere pris.

Videre viser analyser at kullene har en brennverdi på 7.280 kcal/kg (snitt av utvalgte kjerner). Dette er høyt på verdensbasis, nesten på høyde med kullene fra Svea Nord.

1.4 Lunckefjell som forlengelse av Svea Nord

Lunckefjellets geografiske beliggenhet gjør den til en naturlig oppfølger til driften i Svea Nord. Det er kun knappe to kilometer fra Svea Nords nordligste punkt til et tenkt innslag i ny gruve. Adkomst til Lunckefjell må skje via tunnel eller kryssing av Marthabreen.

Et vesentlig poeng i prosjektet vil være i størst mulig grad å benytte Svea Nord og dens infrastruktur også i driftsfasen i Lunckefjell.
Svea Nords hovedstollsystem med tilhørende beltetransportører (conveyor) og andre tekniske anlegg er tenkt brukt til transport av kull og forsyning av driften i Lunckefjell.

Videre skal all kulltransport over land til lager, kullasting til båt og transport til kunde over vann skje med eksisterende anlegg og infrastruktur i Svea.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

Hvordan undergrunnen formet vår kultur.

Geolog Arne W Grønhaug

SAMMENDRAG

Den klassiske kulturen startet med grekerne. De enorme sølvskattene utvunnet i Laurion, like øst for Athen var en avgjørende årsak til utviklingen. Utvinningen av sølv startet imidlertid over 1.000 år før, og var en drivkraft for utviklingen. Betydningen av undergrunnen i menneskets historie går tilbake så langt som til forming av abstrakt tenkning og er nært knyttet til denne. Evnen til abstrakt tenkning er nøye knyttet til nærings- kultisk-, og kunstnerisk virksomhet dokumentert etter funn i huler, og går sannsynligvis 80.000 år tilbake i tid.

SUMMARY

The Greeks are generally acknowledged for conceiving the classic culture. The enormous riches found in the Laurion silver mines just east of Athens were a crucial drive for this development. The mining for silver started, however, 1.000 years before the classic period. The importance of the underground in the history of man dates probably 80.000 years back in time. It is closely tied to the development of human abstract reasoning. It is also closely related to the industrial, cultic and artistic activity unearthed underground in caves

Hva er Kultur?

Etter at nasjonale emner har vært utførlig omtalt i historisk kvarter vel tiden inne til at vi på de moteriktige globale blir tatt opp. Og hva er vel mer naturlig for oss undergrunnsfolk å beskjeftige oss med grunnen til utviklingen av den globale kulturen. Kulturbegrepet finnes det et uendelig antall definisjoner på.. Selma Lagerløf har sagt at kultur er det som blir igjen når alt vi har lært er borte. Vi forstår hva hun mener. Men utsagnet har en dobbelt mening. Det går på betydningen av et menneskelig miljø som fremmer observasjonsevne, kreativitet og tiltakskraft?

Det er nokså nær 2.500 året før nåtid. Enorme hær- og flåtestyrker er på vei fra Persia for å erobre det rike og attraktive, men lille Hellas. Den legendariske historikeren Grimberg skriver om hellenerne: ”Hvordan kan man forklare en slik enestående utvikling, en slik beundringsverdig motstandskraft mot Østens umåtelige resurser hos et så forsvinnende lite folk? Er det ikke noe av det forunderligste som har skjedd i hele menneskehetens historie at det nettopp på denne lille flekken ble skapt en sivilisasjon hvis gjennomgripende virkninger strakte og ennå i dag strekker seg over hele jordkloden? Hvorfra fikk hellenerne de intellektuelle og moralske egenskaper som ga dem den kulturelle særstilling? Hva skyldes deres våkne, klare og gjennomtrengende intelligens, deres sans for harmoni og sans for måtehold, deres uavhengighetstrang og individualisme og deres lyse, glade elskelige optimisme? Hva kan det komme av at dette enestående sunne og vakre folket også ble et folk av kunstnere og tenkere?”

Hvordan skal lille Hellas motstå et angrepet som til den tid er det største i den vestlige verden, en styrke som ifølge skrytepaven Herodot var på hele 4 millioner mann og 200 krigsskip. Athens leder Themistokles vet svaret: Med støtte av oraklet i Delfi, som anbefalte bygging av tremurer; setter han i gang med bygging av en flåte som vern mot angrepet. Utfallet er kjent pensum i historie. Vi vet hvorledes det gikk med Themistokles strategi. Etter den persiske flåtes nederlag ved Salamis, måtte perserne trekke seg tilbake, og gresk hegemoni og kultur var reddet, i alle fall for en stund. Men ikke lenge etter mister Athen sin posisjon, men Athens kultur er for lengst spredt ut over hele Middelhavs-området.

Det er imidlertid tre spørsmål som må stilles i denne forbindelse, nemlig: 1)Hvorledes fikk lille Athen ressursene til å bygge en flåte som kunne beseire Perserrikets enorme land- og sjøstridskrefter? 2)Hvorfor mistet Athen sin posisjon? 3)Og fremfor alt; det som er mitt anliggende: Hva var kimen som la grunnen for denne kulturen som Grimberg beskriver? Dette forklarer ikke våre historiebøker, og historikere har kommet med mange fantasifulle forklaringer. Med fare for å bli hudflettet av dem drister vi oss til en forklaring som ligger snublende nær for oss undergrunnsfolk. Som for Themistokles, kan svaret uttrykkes med bare et ord: Laurion

Laurion

I Laurion på Det attiske neset, like øst for Athen var det rike sølvforekomster. Forfatteren Xenophon skriver ca 2400 før nåtid: ”Gudenes gavmildhet har skjenket oss uutømmelige sølvgruver og fordeler som vi nyter fremfor alt i forhold til våre nabobyer, som aldri har oppdaget en åre sølvmalm i noen av sine besittelser”. Ifølge historikeren Thukydid var det på Themistokles tid 350 gruver drevet av 10-20.000 slaver. Gruvene var eid av staten. men leid ut til enkeltpersoner av et råd på 10 valgte medlemmer. Gruvene besto av dype sjakter for å nå de smale malmgangene som ble drevet ut ved stolldrift. Malmen ble skeidet og gikk så gjennom vaskerier. Den besto av sølvholdig blyglans, som først ble røstet, og senere renset ved oppvarming i støpeformer sammen med et materiale som trakk ut urenhetene, vanligvis bly.

I glansperioden ble det produsert 10.000 talenter sølv og preget til mynter med gudinnen Athene på den ene siden og en ugle sittende på en olivengren på den andre. Sølvets renhet ble garantert av staten, og førte til at den attiske ”ugle” ble anerkjent i hele den klassiske verden. Mynten ble benyttet i store deler av middelshavsområdet i flere hundre år. Beregninger basert på mengden slagg tyder på at det totalt er fremstilt 4.000 tonn sølv i Laurion, det meste i Athens stormaktstid. Da sølvgehalten minket, og Sparta erobret Laurion, betydde det enden på Athens innflytelse. Men kulturen var forlengst spredt over hele middelhavsområdet.

Kimen

At rikdom fører til makt, velstand og utvikling er et velkjent faktum, men hva var kimen til den enestående kulturelle epoken i Hellas? Arkeologiske undersøkelser viser at de rike sølvforekomstene på det attiske neset ble utvunnet allerede i bronsealderen. Og for 2.600 år siden ble noen av de aller eldste sølvmynter, athenske drachmer, preget.

Er det ikke her forklaringen på denne kulturelle utviklingen ligger? En gradvis utvikling i gruvedrift og metallurgi har ført til sølvskatten ga befolkningen i området en økonomisk styrke. Dette førte videre til muligheter for betaling av tjenester, kjøp av slaver og leie av

soldater. Dette frigjorde innehaverne fra tidkrevende og slitsom næringsvirksomhet. De kunne derfor i stor grad beskjeftige seg med tenkning, naturstudier og samtaler om emner innen politikk, filosofi og kunst..Rikdommen la også grunnlaget for nye næringer. Blant annet ble keramikkindustrien omfattende og viden kjent for sin kunstneriske utforming, og ble et betydningsfullt eksportprodukt.

Kulturutviklingen i forhistorisk tid.

.

Men undergrunnens betydning for menneskelig utvikling starter lenge før sølvdriften i Laurion, sannsynligvis allerede med de første mennesker av slekten Homo. Denne utviklingen ligger tåkelagt i fortiden, og bare arkeologiske funn kan sette i gang spekulasjoner om den første utviklingen. Allerede de første arten av homo (erectus) ble tiltrukket av den beskyttelse hulene ga, og funnene inneholder redskaper som tegn på planmessig tenkning. Funnene i Atapuerca i Spania viser at hulene ble benyttet både som bolig og for næringsvirksomhet for en tidligere menneskelig rase (homo antesessor) for 800.000 år siden.

Hulefunnene i Neanderthal ved Dusseldorf i Tyskland, Altamira i Spania, Lascaux og Ardeche i Syd- Frankrike spenner over titusener av år og viser tidlig menneskelig virksomhet fra næringsoppgaver og religionsdyrkelse til kunstnerisk utfoldelse i undergrunnen. Videre utvikling av næring krevde redskaper, og i mange henseender var det berg og jord som var et viktig råstoff. Det viktigste materialet i steinalderen var flint som etter hvert ble så verdifullt at det la grunnen for en gruveindustri, med kjente forekomster i Belgia og England.

Oker

En oppblomstring av symbolsk tenkning, kalt ”Creative explosion” som fant sted for 40-50.000 år siden har vært diskutert. Funnene som ligger til grunn for denne oppfatningen er oppfinnsomt og artistisk utformete bein- og stein-redskaper, fiskeben og oker. Ved utgravninger i Blombos-hulen i Syd-Afrika er det funnet halskjeder av okerfargete skjellperler datert til 70.000 til 80.000 år før nåtid. Dessuten finnes det her det eldste stykke anerkjent kunst i form av okerfargete steiner med innrissete symboler og tegn.

Rød oker er et bløtt jernoksid som er godt egnet til å fargelegge mange typer overflater. Det er vanlig å finne på homoide boplasser, og er gravet ut på spesielle forekomster. Mye tyder på at den kan ha blitt transportert over lange avstander. Tidligere har man ment at okeren bare har vært benyttet til kosmetikk for ressurssterke beboere som følte at naturen trengte litt assistanse.. Nå mener mange arkeologer/antropologer at det ligger dypere mening bak bruken, og at det symboliserer det livgivende blod. For urtidens jegere og samlere hadde oker ingen praktisk betydning, men det blodfargete mineralet må ha vært utnyttet i symbolsk hensikt. Selv om mennesket ikke forstod betydningen av blodet, visste de at å miste blod var dødelig. Blod ble også tidlig en offergave. For å fremme seier og suksess malte krigere seg med drepte fienders blod. Hva var da mer naturlig enn å bruke undergrunnens eget blod!

Den første indikasjon på at oker er blitt benyttet lenge før Homo sapiens oppstod skriver seg fra Olduvai i Afrika for ca en million år siden. Sprinkling med oker på liket før gravleggingen var blant menneskers tidligste gravskikker. Funn i Europa, Midtøsten og Sør-Afrika viser at dette var en vanlig praksis. Kanskje henspiller dette på forventninger om en oppstandelse i et hinsidig tilværelse der forfedrene ville ta plass som en overnaturlig kraft som det var viktig å være på god fot med. Funn av okerfargete, mystiske figurer og tegn tolkes som at disse har

betydning langt utover det dekorative. De antas å ha blitt benyttet i stor utstrekning til ritualer og seremonielle formål, som symbolske bærere og at de viser en betydelig symbolsk tenkning En rådende oppfatning går nå ut på at dette er begynnende religiøs og abstrakt tenkning.

Den eldste drift på oker, datert til 40.000 år før nåtid, er funnet i Lions Cave i Swaziland. Her finnes det en stoll på ca 20 m det er drevet ut oker i form av den bløte varianten hematitt. Et annet navn er blodsten, fordi fargen ligger nær opp til blodfargen.

Hulemalerier

Hulemaleriene er blant de tidligste funn som viser undergrunnens betydning for kulturutviklingen. I et stort antall huler i alle verdensdeler finnes det tusenvis av artistisk utformete avbildninger. De mest kjente er Altamira i Spania, Lascaux og Ardeche i Frankrike. De består mest av dyr som har hatt næringsmessig betydning for beboerne. De fleste dyrearter som eksisterte i områdene finnes avbildet.

Tidligere var det en vanlig oppfatning at det i første rekke var med kunstneriske og dekorative hensikter maleriene ble utført. Men enkelte dyrearter, som vi vet var vanlige jaktbytte, mangler helt, bla rein. Dessuten befinner svært mange av maleriene seg innerst inne eller på utilgjengelige steder i hulene. Dette har ført til at en vanlig teori nå går ut på at de må ha hatt en rituell og symbolsk funksjon. Mange forskere har studert plasseringen av tegningene i forhold til hverandre, og sett denne i sammeheng med andre symboler. Hulene har derfor også fungert som kultplasser.

Venus- og fallus-symboler finnes både i form av små skulpturer og som hulemalerier. Den artistiske og gjennomarbeidete form i kostbare materialer taler for at disse neppe var laget med pornografisk hensikt, men hadde en symbolsk betydning. I mange huler med malerier tyder det faktum at de finnes i de innerste og mest utilgjengelige kroker i hulene at dette var stedene for mer eksklusive åpenbaringer og rituell besvergelse for fruktbarhet. De sentrale og lett tilgjengelige hallene var bosteder og stedene for mer offentlige rituelle seremonier.

Dette viser at denne tiden markerer begynnelsen til en religion både som eksklusiv og mer almen tilbedelse med undergrunnen som sentrum. En ytterligere antydning om en mer abstrakt tenkning og observasjonsevne tyder funn av tegn og symboler som tyder på at hulemenneskene studerte himmellegemenes bevegelser. Arkeologer mener nå at hulefolket forsto stjernehimmelens endringer og satte dem i forbindelse med de skiftende årstider og hendelser i naturen. Dette var til hjelp, ikke bare til jakt men også til annen planlegging av virksomheter.

Dette viser at denne tiden markerer begynnelsen til en religion både som eksklusiv og mer almen tilbedelse med undergrunnen som sentrum. En ytterligere antydning om en mer abstrakt tenkning og observasjonsevne er funn av tegn og symboler som tyder på at hulemenneskene studerte himmellegemenes bevegelser. Arkeologer mener nå at hulefolket forsto stjernehimmelens endringer og satte dem i forbindelse med de skiftende årstider og hendelser i naturen. Dette var til hjelp, ikke bare til jakt men også til annen planlegging av virksomheter. Også i Norge finner vi hulemalerier flere stedet, selv om de er betydelig yngre, f.eks Fingalsgrotten og i Nærøy.

Gravfunn

Gravfunnene er blant de viktigste bevis for menneskelig virksomhet og tenkning. Hva var tanken bak en ærefylt begravelse som skjenket den avdøde de mest kostbare artikler som kunne oppdrives? I alle fall viser det at undergrunnens verdier ble brakt frem, og bearbeidet til den beste utforming som kunne oppnås på denne tiden. For ca 40.000 år siden oppsto det en endring i kultur, noe gravfunn av kunstprodukter som smykker, skulpturer og malerier viser.

De arkeologiske funnene ved Sungir i Russland skriver seg fra ca 30.000 år før nåtid. Funnene inneholder rester av bebyggelse, bruksgjenstander og graver. De gravlagte hadde rester av kunstferdige tekstiler og gravgropene var bestrødd med rød oker. Smykker laget av store mengder elfenbensperler, armbånd, halskjeder, steinkniver, amuletter og øvrige våpen var plassert i graven. Eksperimenter viser at bare perlene krevde tusener av timeverk å lage.

I Varna i Bulgaria er det funnet en kirkegård med graver som daterer seg fra ca 6.500 år før nåtid. Gravene er svært rikt utstyrt og viser tydelige tegn på at her er betydningsfulle øvrighetspersoner gravlagt. Ikke bare inneholder gravene stort antall gjenstander av gull, i alt 3.000 smykker av rent gull (23 karat). De viser også en høyt utviklet gullsmedkunst. De rikeste gravene inneholdt fint utformete diademer og septere, symboler på makt.. I tillegg inneholdt funnene økser og spydspisser av kobber som representerte en betydelig mengde av metall. De gravlagte hadde klær som var utført med tallrike applikasjoner av gull. En av gravene inneholdt mer gull enn hva som er kjent fra denne perioden. Gravfordypningen var bestrødd med oker.

Gullet kom sannsynligvis fra forekomster i Ai-Bunar ved Stara Zamora i Bulgaria. Her ble gullmalmen drevet ut i grøfter og sjakter på opptil 20 meters dybde og 6 meters bredde. Berggrunnen besto av grønnstein, og malmen ble drevet ut ved hjelp av fyrsetning, og veggene ble stemplet med tømmer.

Konklusjon

Herodot skrev for 2.500 år siden: ”Når du kommer til. fjerne land og finner en høy kultur, skal du ikke forundre deg, for dette er nedlagt i mennesket”. Det er da naturlig å spørre:
Hvorfor finner vi da ikke en høy kultur i alle fjerne land? Er det slik at enkelte folk er mer kulturelle og intelligente enn andre, som for eksempel urbefolkninger? I det foregående har jeg vist at forutsetningen for kulturell utvikling i betydelig grad består i utnyttelsen av verdiene i undergrunnen.

Referanser

Leting etter mineral-ressurser: Betydning for kulturhistorie og sivilisasjon, Tom V. Segalstad (NRK P2-Akademiet 10. og 17. august 1996):

Raymond Dart: http://www.s8int.com/sophis20.html
Richard Cowen: http://www.geology.ucdavis.edu/~cowen/~GEL115/
Jason Godesky: http://anthropik.com/2006/03/exceptions-that-prove-the-rule-3-paleolithic-royalty/

Sivilingeniør Heidi Berg
ViaNova Systems AS

NYTT FRA NFF

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

SAMMENHENGER MELLOM INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD OG VANNLEKKASJER I BERG – RESULTAT AV STUDIER AV 6 NORSKE TUNNELER

Geological parameters and water leakage in hard rock – results from studies of 6 Norwegian tunnels

Forsker Kristin H. Holmøy, SINTEF Berg- og geoteknikk

SAMMENDRAG

I forbindelse med forskningsprosjektet ”Miljø- og samfunnstjenlige tunneler” ble det initiert et doktorgradsprosjekt med hovedmål å komme frem til anbefalinger som kan gi sikrere prognoser med hensyn til vannlekkasje for fremtidige tunnelanlegg. Denne artikkelen presenterer metode, resultater og hovedkonklusjoner fra doktorgradsarbeidet. Følgende seks norske tunneler har blitt studert; Romeriksporten, Frøyatunnelen, T-baneringen, Lunnertunnelen, Skaugumtunnelen og Storsandtunnelen. Påtruffet vannlekkasje har blitt fordelt på 25 m lange seksjoner langs de strekningene som har blitt analysert. Åtte hypoteser som er basert på teorier om hvordan geologiske parametere påvirker innlekkasjen i undergrunnsanlegg har blitt testet.

SUMMARY

In connection with the research project ”Tunnels for the citizens” a PhD project was initiated with principal objective to develop recommendations to improve the ability to prognosticate water leakage in future tunnels. This article presents the method, results and main conclusions from the PhD work. Six Norwegian tunnels with different geological conditions have been selected for this research; the Romeriksporten, Frøya-, T-baneringen-, Lunner-, Skaugum- and Storsand tunnels. Encountered water leakages along the tunnels have been calculated for each 25 m long sections, and compared with relevant geological parameters, in order to test 8 hypotheses.

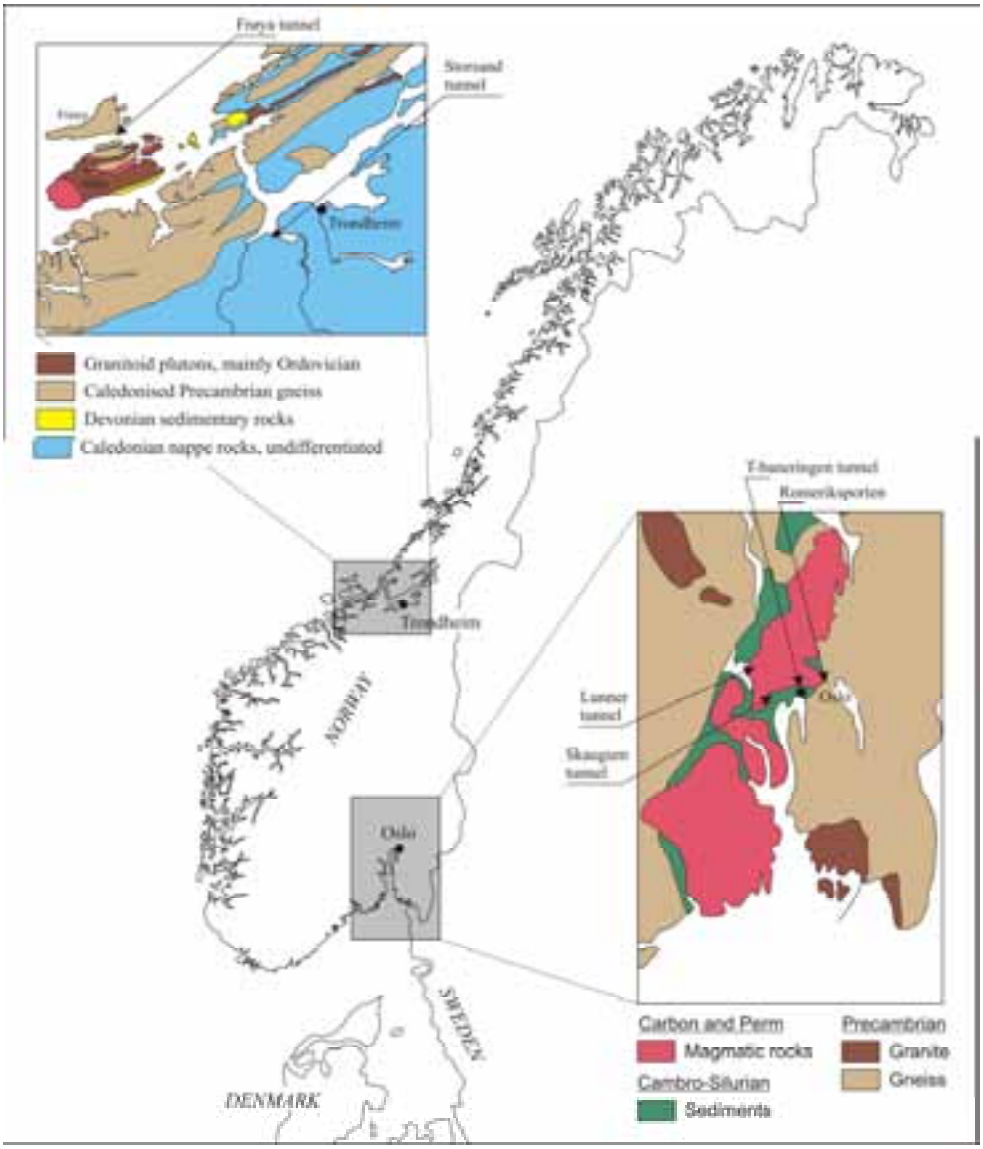
1. INNLEDNING

En av de største utfordringene innenfor ingeniørgeologi er å lage prognoser for vannlekkasjer i undergrunnsanlegg. Gode prognoser vil føre til økonomiske innsparinger i tillegg til å redusere fare for skader på bygninger og naturområder i forbindelse med fremtidige tunnelprosjekt.

1.1 Kort presentasjon av de 6 tunnelene

Seks norske tunneler har blitt studert i detalj, se figur 1 for plassering av tunnelene. Tunnelene ble valgt i et forsøk på å studere tunneler som er drevet i varierende geologi, men som samtidig representerer typiske forhold for tunneldriving i Norge. Fire av tunnelene var inkludert i forskningsprosjektet ”Miljø- og samfunnstjenlige tunneler”: T-baneringen,

Lunnertunnelen, Skaugumtunnelen og Storsandtunnelen. For disse tunnelene ble det i tillegg til ”vanlige undersøkelser” utført en del undersøkelser som ikke er spesielt vanlige for norske tunneler. Dette dannet grunnlag for et stort og interessant datagrunnlag. De to andre tunnelene som ble inkludert i analysen er Frøyatunnelen og Romeriksporten. Disse ble valgt fordi de er spesielt relevante i forhold til å studere vannlekkasjer og strukturgeologi. Tunnelene blir ikke presentert i detalj her, men for den interesserte leser vises det til artikkel som ble presentert ved fjellsprengningskonferansen i 2005 (Holmøy og Nilsen, 2005).



Figur 1 Geografisk plassering av de seks tunnelene som har blitt analysert. Forenklet geologi i de to aktuelle områdene er også vist.

1.2 Hypotesene

Hovedarbeidet har bestått i å utarbeide og teste åtte hypoteser som omhandler geologiske parametere og vannlekkasjer i tunneler. Det meste av bakgrunnsmateriale og teorier som hypotesene er basert på har blitt presentert tidligere i (Holmøy og Nilsen, 2005) og vil ikke gjentas her. Hypotesene som har blitt testet er:

1. Vannlekkasjene er mindre i berg med Q-verdier lavere enn 0,1, enn i berg med Q-verdi mellom 0,1 og 10. Dette er basert på antagelsen om at kjernemateriale i svakhets-/forkastningssoner består av leire som tetter berget.
2. Vannførende sprekker danner en vinkel med nærliggende regionale forkastninger på 45º ± 15º. Dette er basert på Selmer-Olsens (1981) teori.
3. Vannførende sprekker er tilnærmet parallelle med største hovedspenning.
4. Vannlekkasjer minker ved økende fjelloverdekning, fordi større gravitasjonskrefter fører til lukking av sprekker i bergmassen.
5. Stor mektighet av permeable løsmasser og/eller vann/sjø over en tunnel fører til store vannlekkasjer, grunnet reservoarkapasitet og potensiale for god vannledningsevne mellom løsmasser og bergmasser.
6. Eruptive bergarter (inkludert dypbergarter, gangbergarter og vulkanske bergarter) gir større vannlekkasjer enn metamorfe og sedimentære bergarter, dette på grunn av at eruptive bergarter ofte er sprøe.
7. Markerte bergartsgrenser gir store vannlekkasjer på grunn av økt oppsprekning.
8. Brede svakhetssoner gir relativt større vannlekkasjer (l/min per 25 m) enn smale svakhetssoner.

Hypotesene har blitt vurdert ved hjelp av analyser av de seks norske tunnelene. Strekninger med store vannlekkasjer i alle de seks tunnelene har blitt studert nøye, og hvorvidt hypotesene kan støttes er gradert fra ”ingen støtte”, ”lav til middels støtte” og ”støtte”. Avsnittet ”Resultater” forklarer hvordan graderingen ble bestemt.

2. METODE

I de forskjellige tunnelene ble enkelte strekninger eller hele tunnelen valgt ut for videre studier, basert på hvilke data som var tilgjengelige og kriterier som høye vannlekkasjer og dårlig bergmassekvalitet.

2.1 Statistiske analyser

I analysene har vannlekkasjene som ble målt (l/min gjennom slange ned i bøtte) i sonderborings- og injeksjonshull blitt fordelt og beregnet for hver 25 m strekning. Det ble valgt å fordele vannlekkasjene på 25 m lange strekninger fordi både sonderborings- og injeksjonshullene i tunnelene var mellom 21 og 26 m lange. I de aller fleste tilfeller var det uklart akkurat hvor vannlekkasjene ble påtruffet langs sonder- eller injeksjonshullene, noe som førte til at detaljeringsgraden på utgangsdataene ikke var gode nok til å beregne vannlekkasjer for kortere strekninger. Vannlekkasjene ble målt før injeksjon ble utført, tallene for vannlekkasjer er derfor nokså høye. I de påfølgende avsnitt vil det bli redegjort for hvordan vannlekkasjene har blitt fordelt og beregnet ut fra de målingene som var tilgjengelige. Videre har de beregnede vannlekkasjene blitt sammenstilt med relevante geologiske parametere for å finne ut om hypotesene stemmer.

I analysene har Excel 2003 og et tilleggsverktøy med navn StatPro fra Palisade (Albright m.fl. 2003) blitt brukt. I regnearkene er determinanskoeffisient (R^2), trendkurve med formel og korrelasjonsverdi som oftest vist i XY-plottene. Determinanskoeffisienten, R^2, forteller hvor nær punktene er en linje, jo nærmere en linje punktene er jo nærmere 1 er R^2 . Analysene består av enkel lineær regresjon, og da er korrelasjonsverdien lik kvadratrota av R^2 og dermed lik R. Korrelasjonsverdien, R, er alltid et tall mellom -1 og 1. Jo nærmere enten -1 eller 1, jo nærmere er punktene en linje, enten med negativt eller positivt stigningstall. Om korrelasjonsverdien er nær 0, vil punktene typisk være en ”sky av punkt” og X og Y har ingen lineær korrelasjon, men punktene kan likevel ha en sammenheng (i så fall ikke lineær).

Boksplott har også blitt brukt for å sammenstille flere datasett, for eksempel fra forskjellige tunneler. Et boksplott viser på en grafisk måte hvordan dataene er spredt. I et boksplott er venstre og høyre kant i boksen satt ved henholdsvis første og tredje kvartil, det vil si at 50 % av punktene i datasettet ligger inne i boksen. Avstanden mellom kantene på boksen blir kalt kvartilavstanden. Høyden på boksen har ingen betydning. Den vertikale linja i boksen tilsvarer medianverdien, og den røde prikken inne i boksen markerer gjennomsnittet. De horisontale linjene på hver side av boksen er trukket ut til det mest ekstreme punktet som ikke ligger lenger fra enn 1,5 * kvartilavstanden. Observasjoner som ligger mellom 1,5 og 3 * kvartilavstanden er kalt mild uteligger og er hule (blå), ligger de enda lenger ut blir de kalt ekstreme uteliggere og er fylte (blå), se figur 2 for et eksempel på et boksplott.

2.2 Hvordan få dataene fra de seks tunnelene sammenlignbare?

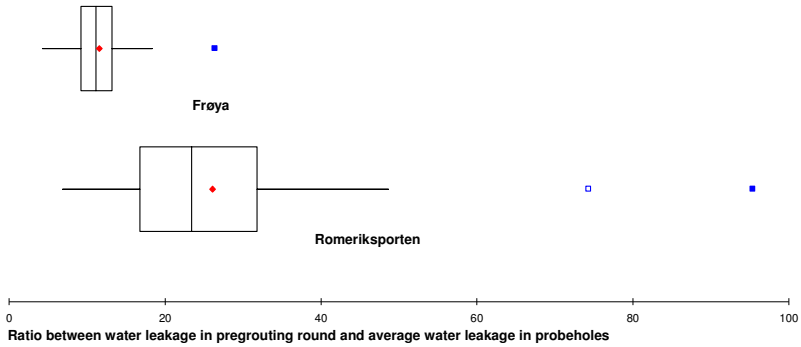
Å analysere dataene har bydd på to hovedutfordringer; første utfordring var at dataene som var tilgjengelig fra de seks tunnelene varierte. For eksempel for Skaugumtunnelen ble det utført kontinuerlig injeksjon. I andre tunneler som i den undersjøiske Frøyatunnelen, ble sonderboring utført kontinuerlig under hav, og dermed var det parti der injeksjon ikke var utført. For å kunne sammenligne vannlekkasjer for de forskjellige tunnelene ble det derfor nødvendig å kalkulere (estimere) hvor stor vannlekkasje kunne vært forventet i en ”tenkt” injeksjonsrunde basert på vannlekkasjer påtruffet i sonderboringshullene. Dette var aktuelt i de tilfellene vannlekkasjene var så små (under en gitt grense) at injeksjon ble vurdert som unødvendig.

For å få sammenlignbare data ble det utført en analyse for å finne forholdstall mellom vannlekkasjer i injeksjonshullene før injeksjon ble utført i en injeksjonsrunde (inkludert sonderboringshullene) og vannlekkasjene i sonderboringshullene. Dette forholdstallet ble videre brukt til å beregne hvor store vannlekkasjer som kunne forventes i en ”tenkt” injeksjonsrunde. I Romeriksporten og Frøyatunnelen ble sonderboring utført aktivt for å bestemme om injeksjon skulle utføres eller ikke. Data fra ca. 1,5 km i begge tunnelene ble brukt i analysen. Forholdstallet var forventet å minske ved økende antall sonderboringshull. Det normale for begge tunnelene var å bruke 6 stk. sonderhull, men både færre og flere sonderboringshull ble benyttet. Det ble derfor valgt å dele dataene slik at stuffer med 2, 3 eller 4 stk. sonderboringshull ble beregnet for seg, mens stuffer med 5, 6 eller 7 stk. sonderboringshull ble beregnet for seg. Resultatene er vist i tabell 1.

Tabell 1 Forholdstall mellom vannlekkasje i en injeksjonsrunde og vannlekkasje i sonderboringshull for Romeriksporten og Frøyatunnelen.

	Forholdstall mellom vannlekkasje i en injeksjonsrunde og gj.sn.vannlekkasje i sonderboringshullene.	Forholdstall mellom en injeksjonsrunde og 2, 3 eller 4 stk. sonderboringshull.	Forholdstall mellom en injeksjonsrunde og 5, 6 eller 7 stk. sonderboringshull.
Romeriksporten.			
Minimum.	6,9	1,9	1,1
Maksimum.	95,4	10,1	15,9
Gjennomsnitt.	26,1	5,7	4,5
Median.	23,4	5,1	3,9
Standardavvik.	14,5	2,9	2,5
Varians.	210,0	8,5	6,1
Frøyatunnelen.			
Minimum.	4,3	1,1	1,0
Maksimum.	26,4	5,8	4,4
Gjennomsnitt.	11,6	3,3	2,1
Median.	11,1	3,1	1,9
Standardavvik.	4,8	1,95	0,8
Varians.	23,3	3,8	0,7

Som vist i tabell 2 varierer tallene mye, noe som er logisk da de geologiske forholdene varierer langs de analyserte strekningene. Det er iøynefallende hvor stor forskjell det er mellom tunnelene. Forholdstallene er gjennomgående større for Romeriksporten enn for Frøyatunnelen, i gjennomsnitt gir en injeksjonsrunde 26,1 ganger mer vannlekkasje enn gjennomsnittet av vannlekkasje påtruffet i sonderboringshullene i Romeriksporten, mens tilsvarende forholdstall er 11,6 for Frøyatunnelen, se figur 2 for boksplott. I Romeriksporten kom det altså mer enn dobbelt så mye vannlekkasje i injeksjonshullene (før injeksjon) enn for Frøyatunnelen ved gjennomsnittlig like mye vannlekkasje på sonderboringshullene.



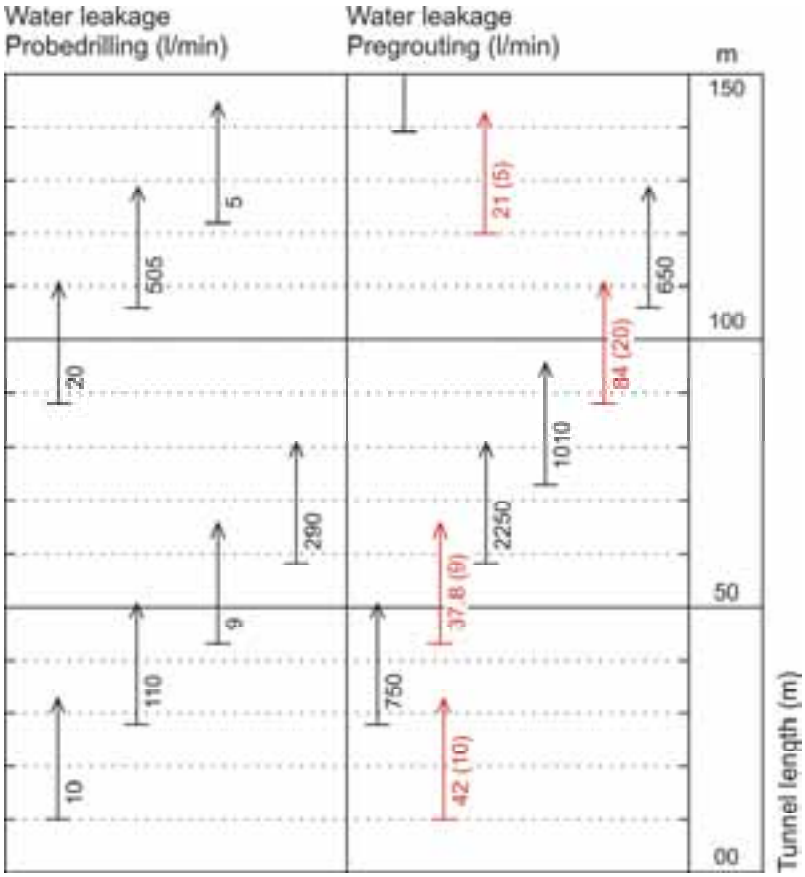
Figur 2 Forholdstall mellom vannlekkasje i en injeksjonsrunde og gjennomsnittlig vannlekkasje i sonderboringshullene (på samme stuff).

Som vist i figur 2 er det to uteliggere for Romeriksporten som har spesielt høye forholdstall, og disse to ble tatt ut før forholdstallene ble brukt videre for å beregne hva ”tenkt” vannlekkasje kunne blitt om injeksjonsskjerm ble boret.

Tabell 2 Forholdstall som ble brukt videre i beregningene.

	Forholdstall for < 5 sonderboringshull.	Forholdstall for 5 eller flere sonderboringshull.
Romeriksporten	5,7	4,2
Frøyatunnelen	3,3	2,1

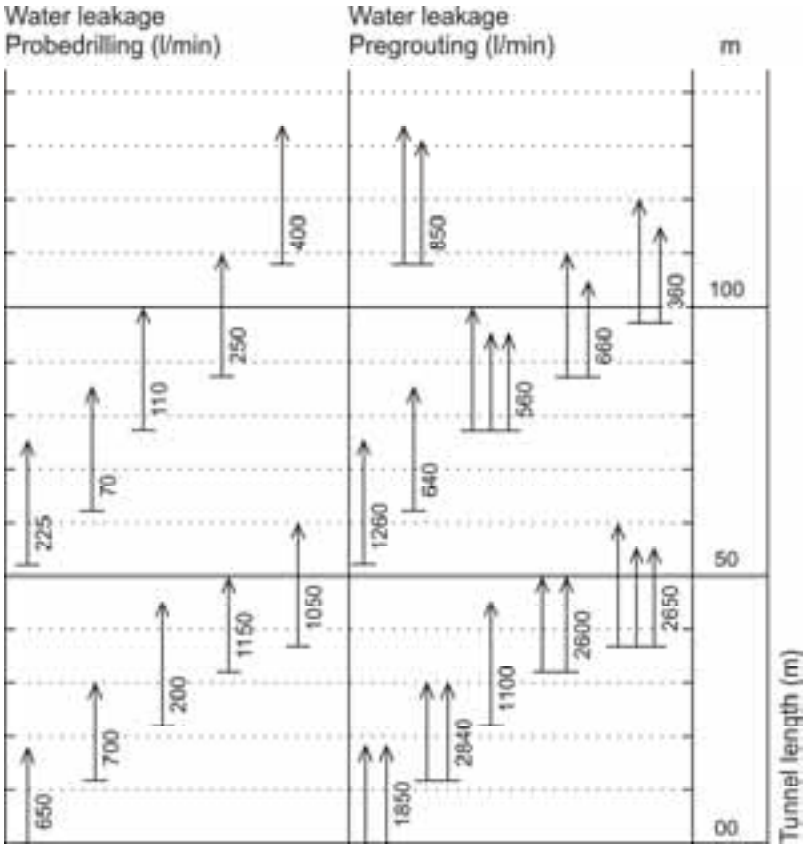
Figur 3 viser en prinsippskisse av en strekning der sporadisk injeksjon ble utført, det vil si at kun sonderboring ble utført på enkelte av stuffene. I venstre kolonne vises sonderboringer (piler) og i høyre kolonne vises injeksjonsomganger (piler). De respektive vannlekkasjer er vist på høyre side av pilene. De røde pilene i høyre kolonne representerer de ”tenkte” injeksjonsomgangene der vannlekkasjene er beregnet ut fra vannlekkasjer på sonderborings-hull og forholdstallene som vist i tabell 2. De svarte pilene er ”virkelig utførte” sonderboringer og injeksjonsrunder.



Figur 3 Prinsippskisse som viser hvordan vannlekkasjene på en strekning uten kontinuerlig injeksjon ble beregnet. Pilene representerer lengden av borhullene.

Den andre hovedutfordringen oppsto på strekninger hvor gjentatte injeksjonsrunder med stor grad av overlapp var nødvendig. På enkelte strekninger ble injeksjonsrundene utført med kun få meters mellomrom, og til og med på samme stuff. For eksempel i Romeriksporten ble fire injeksjonsrunder utført før videre driving kunne fortsette. Dersom all vannlekkasje påtruffet i alle injeksjonsrundene ble regnet med, ville beregnet innlekkasje på strekningen bli sterkt overdrevet. Stor grad av overlapp mellom injeksjonsrunder oppstår typisk når ny injeksjonsskjerm blir boret etter kun en til to salver, eller dersom lengden på injeksjonsskjermene blir redusert i forhold til den foregående skjermen. I slike tilfeller blir den samme bergmassen injisert flere ganger, noe som skjedde ved flere tilfeller i Romeriksporten.

For å unngå overestimering av vannlekkasjer har kun vannlekkasje i den første injeksjonsskjermen på hver stuff blitt regnet med. Figur 4 viser et eksempel på en strekning med stor grad av overlapp, der flere injeksjonsskjermer er boret fra samme stuff. Påtruffet vannlekkasje i første injeksjonsskjerm står til høyre for alle injeksjonsskjermene. Vannlekkasjene for sonderboringer er vist i venstre kolonne, disse er kun tatt med som informasjon og er ikke brukt videre i beregningene.



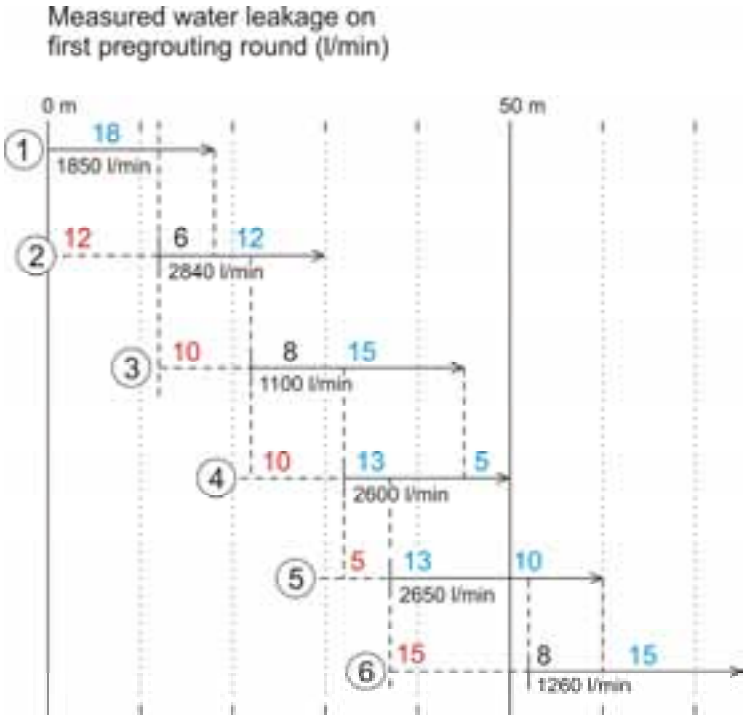
Figur 4 Prinsippskisse som viser en strekning med stor grad av overlapp. Pilene representerer lengden av borhullene.

2.3 Fordeling av lekkasjer (metode 1 og 2)

To forskjellige metoder ble brukt for å fordele og beregne vannlekkasjene for hver 25 m lange strekning som ble analysert:

1. Metode 1 ble brukt i bergmasse med små til moderate vannlekkasjer, med typisk overlapp mellom injeksjonsskjermene på 6 til 8 m. Vannlekkasjene ble fordelt i ”friskt” berg der injeksjon ikke var utført tidligere.
2. Metode 2 ble brukt i bergmasse med store vannlekkasjer og vanskelige injeksjonsforhold med stor grad av overlapp. Vannlekkasjene ble fordelt i både ”friskt” berg og i området for overlapp, samtidig som vannlekkasjen ble redusert til 75 % av det som ble målt. 25 % av vannlekkasjen ble fordelt på overlappen, og 50 % i ”friskt” berg. Kriterier for å bruke metode 2 har vært som følger; tunnel inndrift mindre enn 9 m før ny injeksjonsskjerm ble boret eller mindre enn 10 meter med ”friskt” berg ved boring av ny injeksjonsskjerm.

Figur 5 viser hvordan beregningene har blitt utført for metode 1 og 2. Tallene vist i sirkler til venstre i figuren er nummer på injeksjonsrundene. Pilene representerer lengden på injeksjonshullene. Tallene i rødt viser antall meter mellom to påfølgende injeksjonsrunder. Tallene i blått viser antall meter hvor vannlekkasjene er fordelt.



Figur 5 Prinsippskisse som viser hvor vannlekkasjene ble fordelt (blått) langs injeksjonshullene. Metode en ble brukt for injeksjonsrunde 2, 3 og 6, mens metode to ble brukt for injeksjonsrunde 4 og 5.

For den første injeksjonsrunden ble hele lengden boret i ”friskt” berg og vannlekkasjen på 1850 l/min ble fordelt på hele lengden på borhullene (18 m). For injeksjonsrunde nummer 2, 3 og 6 ble metode 1 benyttet, det vil si at målt vannlekkasje ble fordelt på lengden av ”friskt” berg (i blått). Dette ble gjort fordi det er mest sannsynlig at vannlekkasjene vil komme i ”friskt” berg og ikke i det området som tidligere har blitt injisert. I berg som er forholdsvis enkelt å tette er dette ansett som mest riktig. I injeksjonsrunde 4 og 5 i figur 5 ble metode 2 brukt. For metode 2 blir vannlekkasjene delt i to, halvparten fordeles i ”friskt” berg (i blått), og den andre halvparten blir ytterligere delt på to før det fordeles på overlapp-strekningen (i blått). Grunnen til at det ble valgt å dele vannlekkasjen på to er at det er sannsynlig at tidligere utført injeksjon har redusert vannlekkasjene. Men siden denne strekningen krevde ekstra innsats med injeksjon, er det også sannsynlig at det fortsatt var noe vannlekkasje igjen i overlapp-strekningen også etter injeksjon. Størst andel av vannlekkasje er plassert i ”friskt” fjell. Som et resultat av metode 2, ble den målte vannlekkasjen redusert til 75 % av opprinnelig målte vannlekkasjen. Andre metoder ble vurdert, men metode 1 og 2 som forklart her, er den framgangsmåten som undertegnede har mest tro på er nærmest virkeligheten, og som også ga mest mulig sammenlignbare lekkasjetall for tunnelene.

Uansett metode for fordeling og beregning av vannlekkasjer i tunnelene vil det alltid være rom for diskusjon, men metodene som er beskrevet her vil gi et godt utgangspunkt for å si noe om hvor det har vært små, store eller ekstremt store vannlekkasjer, for så å sammenstille disse tallene med geologiske parametere som beskrevet i de åtte hypotesene.

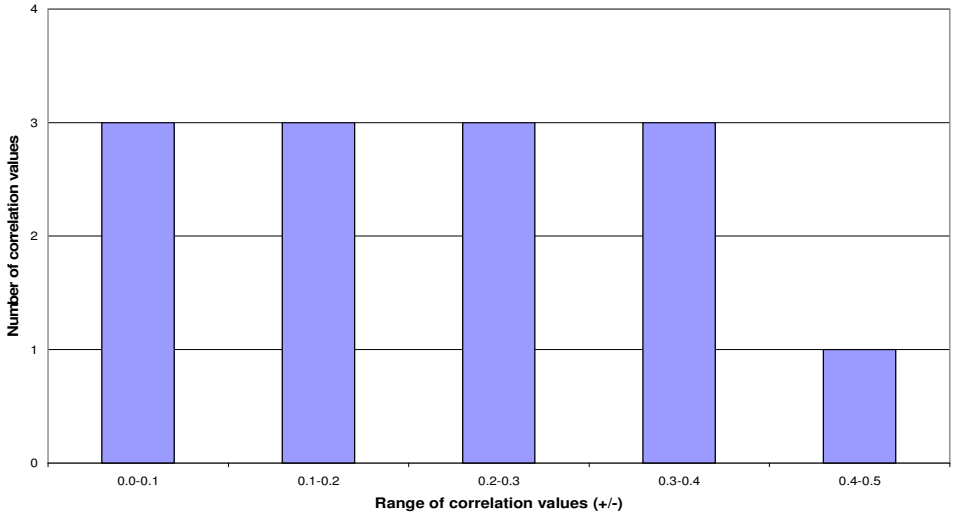
3. RESULTATER

I doktoravhandlingen har hver enkelt hypotese blitt diskutert for hver enkelt tunnel, men det er ikke anledning til å gå i detalj på hver enkelt tunnel i denne artikkelen, så den interesserte leser henvises til doktoravhandlingen. I de påfølgende avsnitt vil noen av hovedresultatene bli vist. For de fleste plottene er data fra kun fem av de totalt seks tunnelene inkludert, dette fordi dataene fra Storsandtunnelen ikke var detaljerte nok til å bli inkludert i Excel diagrammene. Data fra Storsandtunnelen er kun tatt med i den grad det var mulig når hypotesene ble vurdert.

3.1 Korrelasjonsverdier og grad av støtte for hypotesene

I denne studien ble korrelasjonsverdien beregnet for vannlekkasjer versus fjelloverdekning, løsmassetykkelse, horisontal avstand til vann (innsjø) og bergartstype. Også vannlekkasje versus Q-verdier ble studert i XY-plott for å se hvordan vannlekkasjene varierte med Q-verdien. Korrelasjonsverdien ble også beregnet for å se om det stemte at det ikke eksisterte noen lineær korrelasjon mellom vannlekkasjer og Q-verdien.

Det ble funnet få sterke korrelasjoner gjennom analysene som har blitt utført, med andre ord er det tydelig at det er flere parametere som er bestemmende for bergmassens hydrauliske konduktivitet. Av de 13 korrelasjonsverdiene som ble sett på som relevante i forhold til å teste hypotesene var ingen større enn 0,5, og kun 4 av 13 var større enn 0,3. Figur 6 viser en fordeling av de 13 korrelasjonsverdiene.



Figur 6 Fordeling av beregnede korrelasjonsverdier.

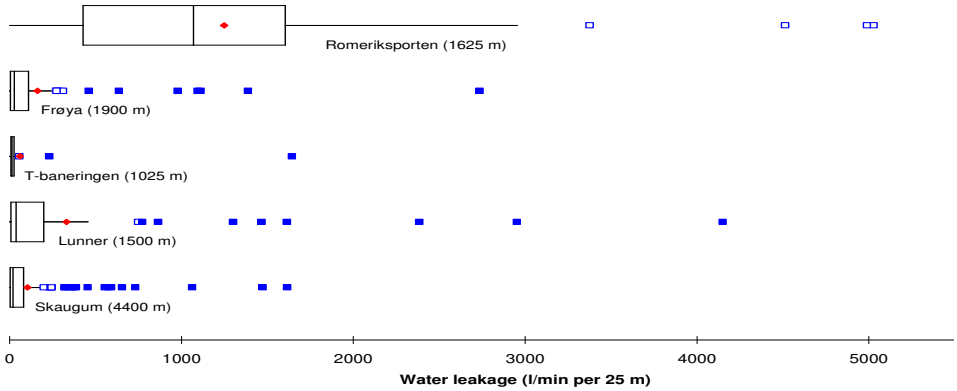
Relevant litteratur viser at det er varierende grenser for hva som betraktes som henholdsvis ”svak” og ”sterk” korrelasjon innenfor fagområdet geologi. Henriksen (2008) beskrev korrelasjonsverdier |r|<0,3 til å være en svak korrelasjon, mens Cesano m.fl.(2000) mente at geologiske og hydrogeologiske variabler med korrelasjonsverdier på ±0,5 kan betraktes å ha en sterk korrelasjon. Tolkning av korrelasjonsverdier er derfor svært avhengig av hvilket fagområde som studeres, og hva som er funnet ved tidligere forskning innenfor tilsvarende fagfelt. Siden det er funnet svært lite fra tidligere forskning på dette, nærmest ingenting som er sammenlignbart, ble det bestemt ut fra egne resultater og resultater fra Henriken (2008) og Cesano m.fl. (2000), at graden av støtte for hypotesene kan deles inn som vist i tabell 3. Inndelingen er ikke absolutt og må betraktes som retningslinjer.

Tabell 3 Grad av støtte basert på korrelasjonsverdier.

Grad av støtte.	Negative korrelasjonsverdier.	Positive korrelasjonsverdier.
Ingen støtte.	-0,2 til 0	0 til 0,2
Lav til medium støtte.	-0,3 til -0,2	0,2 til 0,3
Støtte.	-0,5 til -0,3	0,3 til 0,5

3.2 Resultater fra ”alle tunnelene” samlet.

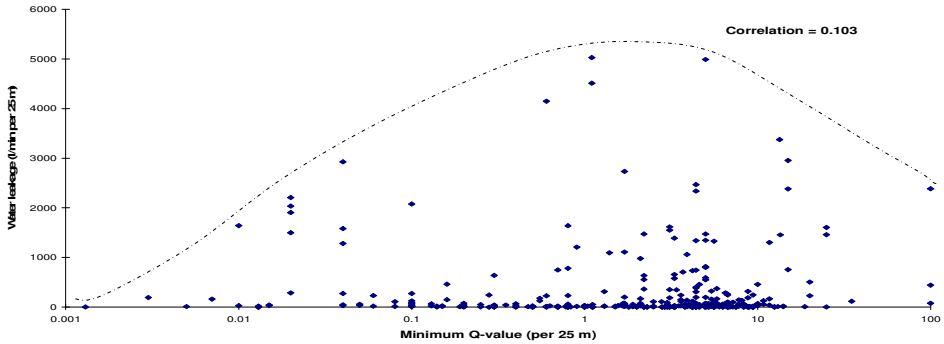
Vannlekkasjene for de forskjellige tunnelene varierte sterkt, og for alle tunnelene var lekkasjetallene forskjøvet mot høyre med gjennomsnittet høyere enn median verdien, og alle uteliggerne større enn gjennomsnittet. Figur 7 viser et boksplott av vannlekkasjene (l/min per 25 m) for 5 av de 6 tunnelene som er studert. Som kan sees utmerker Romeriksporten seg med spesielt store vannlekkasjer og stor variasjon. Mens T-baneringen utmerker seg med atskillig mindre vannlekkasjer og svært liten variasjon.



Figur 7 Boksplott som viser spredningen på vannlekkasjene (l/min per 25 m). Den analyserte lengden for hver tunnel er vist i parentes.

Hypotese 1; *Vannlekkasjene er mindre i berg med Q-verdier lavere enn 0,1, enn i berg med Q-verdi mellom 0,1 og 10.*

Figur 8 viser vannlekkasjer (l/min per 25) versus minimum Q-verdi per 25 m for fem av seks tunneler studert. For hver av de fem tunnelene ble tilsvarende XY-plott laget, og korrelasjonsverdien varierte fra -0,198 til 0,249, den store spredningen av korrelasjonsverdien viser at det ikke finnes noen lineær korrelasjon mellom vannlekkasje og Q-verdi. Dette var heller ikke forventet.



Figur 8 Vannlekkasjer versus minimum Q-verdi for fem av seks tunneler med omhyllingskurve.

Det som derimot kan sees fra figur 8 er at vannlekkasjen ser ut til å minske når Q-verdien kommer under 0,1, og blir videre redusert når Q-verdien blir enda mindre. Størst sjanse for å treffe virkelig store vannlekkasjer er det på strekninger med Q-verdi mellom 0,6 og 15. Resultatene støtter hypotese 1. I flere tunneler ble det registrert at kjernen i forkastningene var tilnærmet tette på grunn av leire, mens de største lekkasjene ble påtruffet i distaldelen, 5-20 m fra forkastningskjernen. Dette tyder på at selve forkastningskjernen gjerne er tett og kan føre til at vannet samler seg på den ene siden av forkastningskjernen, noe som ble observert i

forbindelse med flere forkastninger i Frøyatunnelen. Resultatene støttes også av Ganerød (2008) som fant at indre del av distaldelen til en forkastning har høyest permeabilitet, og at det ble brukt dobbelt så mye injeksjonssement i denne sonen sammenlignet med forkastningskjernen.

Hypotese 2; *Vannførende sprekker danner en vinkel med nærliggende regionale forkastninger på 45º ± 15º.*

Hypotese 2 er basert på Selmer-Olsens (1981) teorier. Han studerte 11 kraftverks tunneler med over 100 m fjelloverdekning, og kom frem til at de største vannlekkasjene ble påtruffet i sprekker som dannet en vinkel på 45º ± 15º i forhold til de regionale forkastningene i området. Selmer-Oslens teori var hovedsakelig empirisk begrunnet, og han mente at de største lekkasjene ofte kom i berg som var blitt påvirket av tektoniske spenninger i geologisk relativt ny tid, spesielt der skjærsoner forandret karakter eller retning. Dette stemmer bra med resultater rapportert av Barton m.fl. (1995), som fant at potensielt aktive forkastninger ser ut til å ha størst hydraulisk ledningsevne.

Resultater fra Romeriskporten, Frøyatunnelen og Lunnertunnelen støtter hypotese 2, for de andre tunnelene var det vanskelig å få entydig resultat eller støtte for hypotesen. I de tunnelene der resultatene støttet hypotese 2, var vannlekkasjene relativt store sammenlignet med de andre tunnelene. De fleste strekningene med store vannlekkasjer ble påtruffet i distaldelen til forkastninger, men det ble også påtruffet store vannlekkasjer i oppsprukket berg som ikke var påvirket av forkastninger.

I tabell 4, oppsummeres resultatene fra Romeriksporten, Frøyatunnelen og Lunnertunnelen for hypotese 2 og 3.

Tabell 4 Oppsummering av analyseresultater for hypotese 2 og 3.

Tunnel.	Retning på regional forkastning.	Retning på vannførende sprekker.	Minimum vinkel mellom strøk på regional forkastning og vannførende sprekker.
Romeriksporten.	N45ºØ	N170ºØ (N10V)	55º
		N70ºØ	25º
		N20-55ºØ	0-25º
Frøyatunnelen.	N65ºØ	N30º-70ºØ	5-35º
		N25-40ºØ	25-40º
		N85-100ºØ	20-35º
Lunnertunnelen.	N10ºØ	N10ºØ	0º
		N110ºØ	80º
		N50ºØ	40º
		N135-170ºØ	20-55º

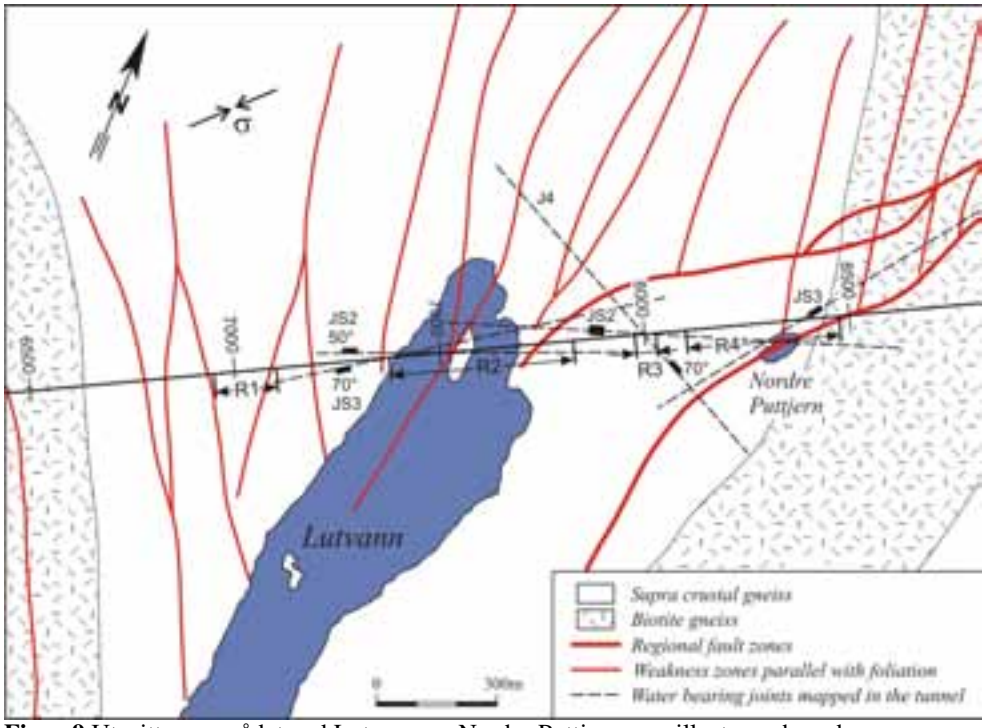
Hypotese 3; *Vannførende sprekker er tilnærmet parallelle største hovedspenning.*

Hypotese 3 var vanskelig å teste siden få spenningsmålinger er gjort i områdene som har blitt studert. Gjennom litteraturstudier og personlige samtaler med Professor Myrvang (2008) har sannsynlig retning på største hovedspenning blitt estimert for alle tunnelene. Resultatene for fire av tunnelene (Romeriksporten, Frøyatunnelen, T-baneringen og Lunnertunnelen) støtter

hypotese 3. For Skaugumtunnelen var det umulig å konkludere, og for Storsandtunnelen ga resultatene lav til middels støtte til hypotese 3. Alt i alt ga dette en klar støtte til hypotese 3. Det må imidlertid nevnes at spenningene for Skaugumtunnelen og T-baneringen mest sannsynlig er lave, og spenningsretningen har trolig liten betydning for vannlekkasjene.

For Romeriksporten, T-baneringen og Lunnertunnelen er retningen på de regionale forkastningene tilnærmet parallelle med den mest sannsynlige største hovedspenningsretningen. For Frøyatunnelen er retningen på største hovedspenning mest sannsynlig ca. N45ºØ (Myrvang, 2008), noe som betyr at to av de mest vannførende sprekkesettene er tilnærmet parallelle med største hovedspenning, se tabell 4.

Resultatene fra analysene viser at dagens spenningssituasjon spiller en viktig rolle i forhold til sprekkers evne til å lede vann. I enkelte tilfeller kan både hypotese 2 og 3 opptre på samme tid, og i slike tilfeller er det spesielt viktig å være klar over faren for store vannlekkasjer. Dette var tilfelle for Romeriksporten, T-baneringen og Lunnertunnelen, se figur 9 for en analyse fra Romeriksporten.

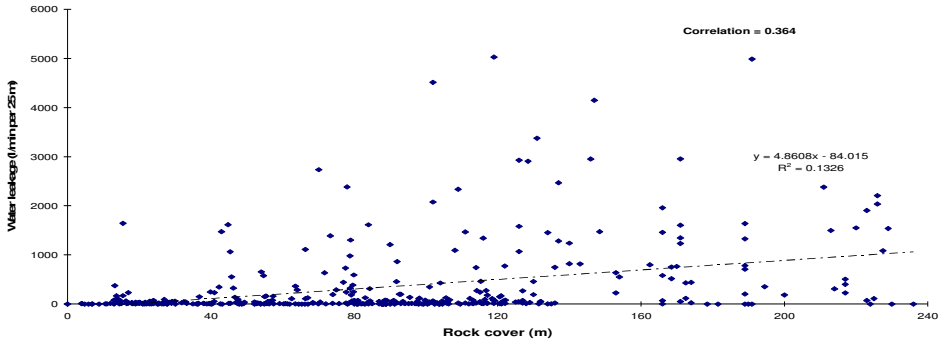


Figur 9 Utsnitt av området ved Lutvann og Nordre Puttjern som illustrerer hvordan vannførende sprekker er orientert i forhold til største hovedspenning og regionale forkastninger.

Hypotese 4; *Vannlekkasjer minker ved økende fjelloverdekning*.

Det ble ikke funnet støtte for hypotese 4 fra noen av tunnelene unntatt Romeriksporten, som hadde en korrelasjonsverdi på -0,278 for vannlekkasjer versus fjelloverdekning. Dersom vannlekkasje versus fjelloverdekning fra alle tunnelene ble satt sammen i et XY-plott, blir den

totale korrelasjonsverdien 0,364, se figur 10. Dette resultatet støtter ikke hypotese 4, og går i mot både teori og erfaring fra flere prosjekt (Hewitt og Smirnoff, 2005; Carlsson og Olsson, 1977). Siden dette var et nokså overraskende resultat ble det utført noen tilleggsanalyser.



Figur 10 Vannlekkasje versus fjelloverdekning for 5 av 6 tunneler.

Først ble det undersøkt hvordan korrelasjonsverdien for vannlekkasje versus fjelloverdekning varierte for forskjellige intervall av Q-verdier, se tabell 5.

Tabell 5 Beregnede korrelasjonsverdier for forskjellige intervall av Q-verdier.

Strekninger med følgende Q-verdier ble inkluder ved beregning av korrelasjonsverdi.	Korrelasjonsverdi.
Q-verdi < 0,1.	0,609
Q-verdi mellom 0,1 og 10.	0,312
Q-verdi > 10.	0,273

Som kan sees fra tabell 5 ble korrelasjonen størst for strekninger med ekstremt dårlig bergmassekvalitet (Q-verdi<0,1). Korrelasjonen minker imidlertid når bergmassekvaliteten øker.

Deretter ble det underøkt hvordan korrelasjonsverdien for vannlekkasjer versus fjelloverdekning varierte for varierende vannlekkasjer, se tabell 6.

Tabell 6 Beregnede korrelasjonsverdier når henholdsvis strekninger med vannlekkasjer mindre enn 3000, 1500 og 500 l/min per 25 m ble inkludert.

Strekninger med følgende vannlekkasjer ble inkludert ved beregning av korrelasjonverdi.	Korrelasjonsverdi.
Vannlekkasje < 3000 l/min per 25 m.	0,411
Vannlekkasjer < 1500 l/min per 25 m.	0,352
Vannlekkasjer < 500 l/min per 25 m.	0,258

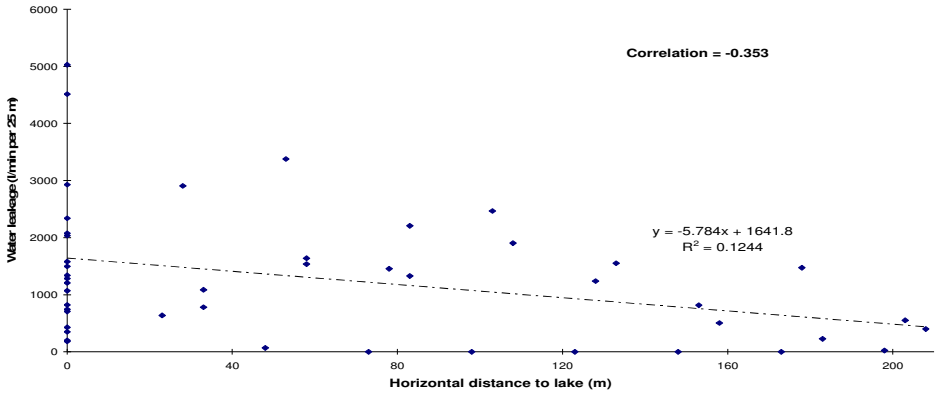
Korrelasjonsverdien minker dersom kun strekninger med relativt små vannlekkasjer ble inkludert i beregningen av korrelasjonsverdien. Altså ser det ut til at fjelloverdekningen har mindre å bety for strekninger med liten vannlekkasje og godt fjell.

En mulig forklaring på dette litt uventede resultatet kan være at når en vannførende sprekk blir påtruffet i en dyp tunnel er dette sannsynligvis relatert til en markert svakhetssone, som for eksempel en regional forkastning eller en svært oppsprukket gangbergart. Når en sprekk

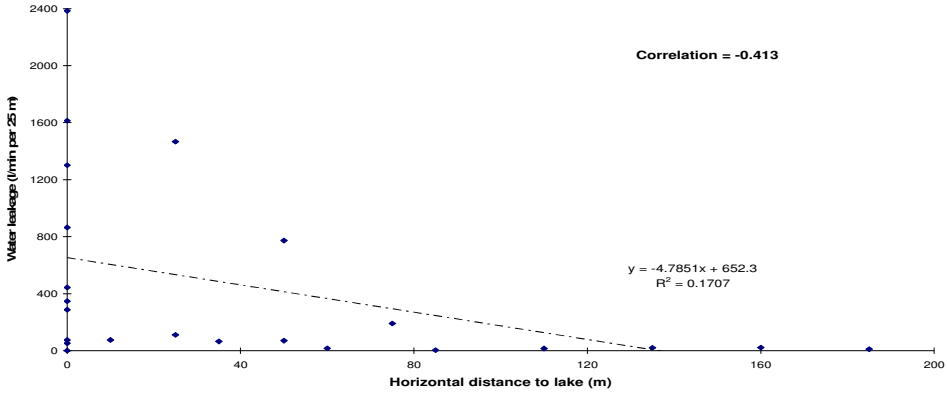
først er vannførende med høy fjelloverdekning vil det medføre nokså store vannlekkasje (på grunn av høye vanntrykk). Dette er erfart i flere utenlandske tunneler som for eksempel Løtschberg tunnelen i Sveits (BLS AlpTransit, 2008) og i Alfalfal kraftverkstunnel i Chile (Buen m.fl. 1994). Også Cesano m.fl. (2000) kom frem til at tunnel strekninger med høy fjelloverdekning ga størst sjanse for å treffe på de virkelig store vannlekkasjene.

Hypotese 5; *Stor mektighet av permeable løsmasser og/eller vann/sjø over en tunnel fører til store vannlekkasjer.*

Resultat fra Cesano m.fl. (2000) og Mabee m.fl. (2002) tyder på at vannlekkasjer i godt berg ikke kun er avhengig av egenskaper i bergmassen, men også av løsmasser og fritt vann over tunneltraseen. Det ble derfor bestemt at det var av interesse å teste om dette stemte også for de seks tunnelene som var inkludert i denne studien. Både Romeriksporten og Lunnertunnelen har innsjøer som ligger direkte over tunneltraseen, og svært lite løsmasser. XY-plott ble laget for vannlekkasjer versus horisontal avstand til innsjø. Når tunnelen er rett under innsjøen er horisontal avstand lik null. Innsjøens påvirkning er antatt å minke med økende avstand, det er derfor ikke tatt med avstander lenger enn ca. 200 meter. Se figur 11 og 12 for resultater for henholdsvis Romeriksporten og Lunnertunnelen.



Figur 11 Vannlekkasjer versus horisontal avstand til innsjø for Romeriksporten.



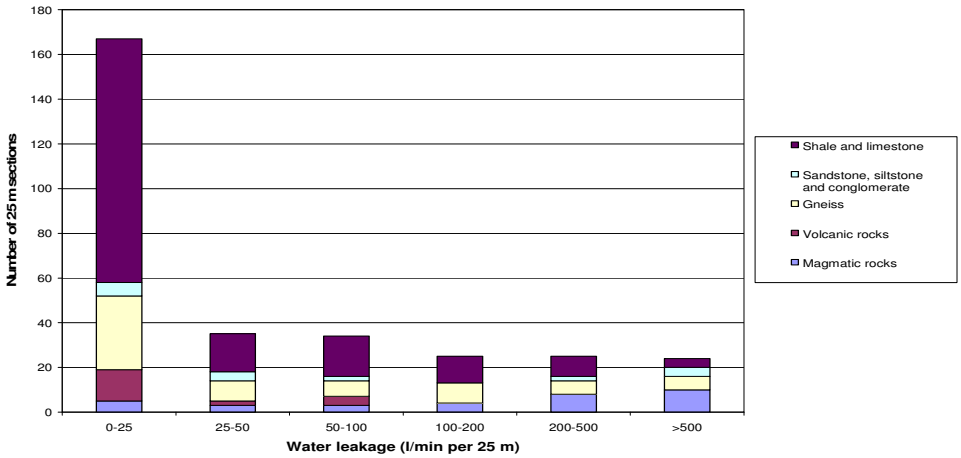
Figur 12 Vannlekkasjer versus horisontal avstand til innsjø for Lunnertunnelen.

Korrelasjonsverdier på -0,353 og -0,413 vil i dette tilfellet bety forholdsvis sterk korrelasjon og støtter hypotese 5, men det må likevel nevnes at det også kan være andre faktorer som er med og bidrar, for eksempel forkastninger, spenningssituasjon og bergartsgrense (siste gjelder Lunnertunnelen).

Mulig korrelasjon mellom vannlekkasjer og permeable løsmasser var vanskelig å finne. For Frøyatunnelen viste analysene lav korrelasjon, og mest sannsynlig er det påvirkning fra forkastninger som har størst betydning for vannlekkasjene der. For T-baneringen og Skaugumtunnelen bestod løsmassene hovedsakelig av leire, og dermed var disse tunnelene ikke relevante i forhold til hypotese 5 (som gikk på permeable løsmasser). For Storsandtunnelen ble det ikke funnet noen korrelasjon mellom vannlekkasjer og løsmassetykkelse.

Hypotese 6; *Eruptive bergarter (inkludert dypbergarter, gangbergarter og vulkanske bergarter) gir større vannlekkasjer enn metamorfe og sedimentære bergarter.*

Hypotese 6 bygger på det faktum at eruptive bergarter ofte er sprøe bergarter, og har en tendens til å danne åpne vannførende kanaler. Histogrammet i figur 13 viser hvordan fordelingen av vannlekkasjer (l/min per 25 m) var for det forskjellige bergartstypene.



Figur 13 Antall 25 m strekninger med forskjellige bergartstyper fordelt på vannlekkasje intervall.

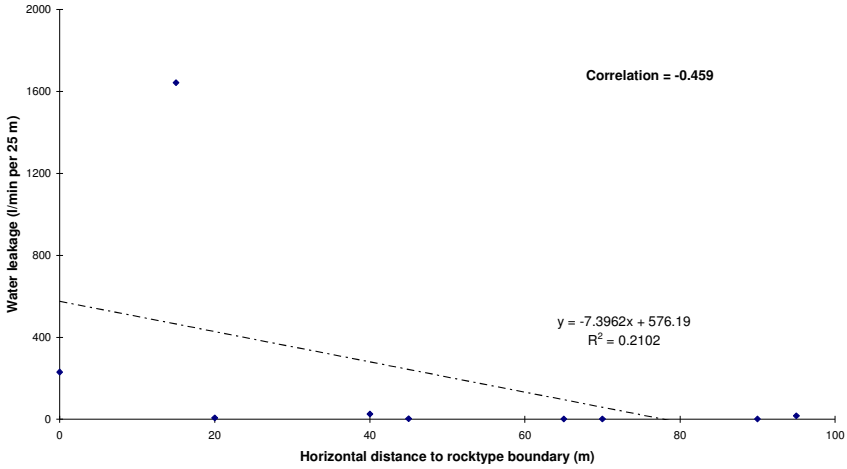
Mer enn halvparten av 25 m strekningene med magmatiske bergarter (for det meste syenitt/syenitt ganger) hadde mer enn 200 l/min per 25 m. Mens for vulkanske bergarter er det ingen 25 m strekninger med mer enn 100 l/min per 25 m. Basert på denne studien kan det ikke sies at det generelt er mer vannlekkasjer i eruptive bergarter generelt. Men det er derimot tydelig at syenitt og syenitt ganger har høyere hydraulisk konduktivitet enn de andre bergartene som har vært presentert i denne studien.

Hypotese 7; *Markerte bergartsgrenser gir store vannlekkasjer, på grunn av økt oppsprekning.*

I forbindelse med markerte bergartsgrenser vil ofte bergmassen være mer oppsprukket enn vanlig. I analysene ble avstander større enn 100 m fra en bergartsgrense ikke vurdert til å være

påvirket av bergartsgrensen. Typiske bergartsgrenser kan være knyttet til forkastninger, vulkanske bergarter i kontakt med sedimentære eller metamorfe bergarter eller bergartsgrenser mellom bergartstyper av samme opprinnelse. Et eksempel på det siste ble observert i Skaugumtunnelen der vannlekkasjer ble påtruffet i overgangen mellom Oslo- og Bærumsgruppen, der begge gruppene består av leir- og kalkstein bergarter.

Analyse resultatene for Romeriksporten, T-baneringen og Skaugumtunnelen støttet også hypotese 7. For T-baneringen og Skaugumtunnelen ble korrelasjonsverdiene beregnet til henholdsvis -0,459 og -0,347. Se figur 14 for analyseresultatene til T-baneringen. Beregnet korrelasjonsverdi for Lunnertunelen var kun -0,12. Selv om korrelasjonsverdien var forholdsvis lav, ble det påtruffet spesielt høye vannlekkasjer på grensa mellom hornfels og syenitt, i tillegg til at det ble observert lokal økning av vannlekkasjene i forbindelse med bergartsgrenser ellers i tunnelen.



Figur 14 Vannlekkasjer versus horisontal avstand til bergartsgrense for T-baneringen.

Hypotese 8; *Brede svakhetssoner gir relativt større vannlekkasjer (l/min per 25 m) enn smale svakhetssoner.*

Analyseresultatene ga ingen overbevisende støtte til hypotese 7. Det var kun resultater fra Frøyatunnelen som støttet hypotese 8.

En oppsummering av resultatene for alle tunnelene og hypotesene er vist i tabell 4 og 5. Korrelasjonsverdien er gitt i parentes der de er relevante.

Tabell 7 Oppsummering av resultatene for hypotese nr. 1, 2, 3 og 4.

	Hypotese.			
Tunnel.	Nr. 1 (Q-verdi).	Nr. 2 (45° ± 15°).	Nr. 3 (Parallell σ_1).	Nr. 4 (fjelloverdekning).
Romeriksporten.	Lav til middels støtte.	Støtte.	Støtte.	Lav til middels støtte (-0,278).
Frøyatunnelen.	Støtte.	Lav til middels støtte.	Støtte.	Ingen støtte (-0,135).
T-baneringen.	Ingen støtte.	Ikke mulig å si.	Støtte.	Ingen støtte (-0,121).
Lunnertunnelen.	Ikke mulig å si.	Lav til middels støtte.	Støtte.	Ingen støtte (0,039).
Skaugumtunnelen.	Støtte.	Ingen støtte.	Ikke mulig å si.	Ingen støtte (0,008).
Storsandtunnelen.	Ikke mulig å si.	Ingen støtte.	Lav til middels støtte.	Ingen støtte.

Tabell 8 Oppsummering av resultatene for hypotese nr. 5, 6, 7 og 8.

	Hypotese.			
Tunnel.	Nr. 5 (Løsmasse/innsjø).	Nr. 6 (Eruptiv ba).	Nr. 7 (Bergartsgrense).	Nr. 8 (Bredde svakhsone).
Romeriksporten.	Støtte (innsjø) (-0,353).	Støtte (pegmatitt ganger).	Støtte.	Ingen støtte.
Frøyatunnelen.	Ingen støtte (løsmasse) (0,232).	Ingen støtte.	Lav til middels støtte.	Støtte.
T-baneringen.	Ingen støtte (ikke relevant, leire) (0,204).	Støtte (syenitt porfyr gang).	Støtte (-0,459).	Ikke mulig å si.
Lunnertunnelen.	Støtte (innsjø) (-0,413).	Støtte (syenitt og syenitt porfyr).	Lav til middels støtte (-0,12).	Lav til middels støtte.
Skaugumtunnelen.	Ingen støtte (ikke relevant, leire) (0,034).	Lav til middels støtte.	Støtte (-0,347).	Lav til middels støtte.
Storsandtunnelen.	Ingen støtte (løsmasse).	Ingen støtte.	Ikke mulig å si.	Ikke mulig å si.

I doktorgradsavhandlingen er resultatene mer utfyllende kommentert, og undertegnede henviser til denne for mer utdypende diskusjon.

5. KONKLUSJON

5.1 Hvordan stemte hypotesene?

Hypotese 1: Støtte. Det var en svak tendens til at vannlekkasjene minket i bergmasse med Q-verdi mindre enn 0,1. Høyeste vannlekkasjer ble påtruffet distaldelen til forkastningssoner, med Q-verdi typisk mellom 0,6 og 15.

Hypotese 2: Middels støtt. Mange av de vannførende sprekkene / svakhetssoner dannet en vinkel på 45º ± 15º. Men her trengs det mer datagrunnlag for å kunne gi full støtte.

Hypotese 3: Støtte. Nesten alle de vannførende sprekkene / svakhetssonene var tilnærmet parallelle største hovedspenning.

Hypotese 4: Ingen støtte. For tunnelene som er studert ble det ikke funnet at vannlekkasjene minket ved økende fjelloverdekning, bortsett fra ved Romeriksporten.

Hypotese 5: Ingen støtte (løsmasse) / støtte (innsjø). Ingen korrelasjon ble funnet mellom stor tykkelse av permeable løsmasser og vannlekkasjer, men det ble derimot funnet at sjansen økte for å treffe på store vannlekkasjer under innsjøer.

Hypotese 6: Lav til middels støtte. Høy vannlekkasje ble påtruffet i syenitt og syenitt ganger, men ikke i vulkanske bergarter.

Hypotese 7: Støtte. Store vannlekkasjer ble ofte påtruffet i samband med bergartsgrenser.

Hypotese 8: Ingen støtte. Ingen overbevisende støtte ble funnet. Det ser ut som bredden av svakhetssonen har ingen betydning for den relative vannlekkasjen (l/min per 25 m).

5.2 Anbefalinger

Prognostisering av vannlekkasjer i tunneler er svært vanskelig. For å bedre muligheten til å lage gode prognoser, gis følgende anbefalinger ut fra resultater fra analysene:

- Den viktigste undersøkelsen er en grundig geologisk kartlegging. En forståelse for regional- og strukturgeologiske forhold i området er svært viktig, og spesielt bør det legges vekt på orientering av sprekker, forkastnings- og svakhetssoner (ref til hypotese 1 og 2).
- Om mulig bør spenningsmålinger utføres for å bestemme retningen på største hovedspenning i området (ref hypotese 3).
- Magmatiske bergarter, markerte bergartsgrenser og fritt vann over tunneltraseen kombinert med stor fjelloverdekning må sees på som faktorer som øker sjansen for å treffe på store vannlekkasjer.
- Basert på tilgjengelig geologisk informasjon og resultater fra forundersøkelser bør en prognose for vannlekkasjer utarbeides. Det er kun gjennom øvelse man kan bli bedre. Det er generelt svært vanskelig å tallfeste forventede vannlekkasjer, men en inndeling hvor forventede vannlekkasjer er beskrevet for eksempel som små, moderat, stor og ekstremt stor vannlekkasje kan utarbeides.

6. SLUTTORD

En stor takk rettes til deltakerne i forskningsprosjektet ”Miljø- og samfunnstjenlige tunneler” som har gjort det mulig for meg å få tilgang på relevant og bra dokumentasjon fra tunnelene. Doktorgradsprosjektet hadde ikke vært mulig å gjennomføre uten god støtte og positive holdninger i hele bransjen. En spesiell takk rettes til Statens vegvesen for økonomisk støtte og godt samarbeid.

7. REFERANSER

Albright, S.C., Winston, W and Zappe, C.J. 2003: ”Data Analysis & Decision Making, with Microsoft Excel”, Second Edidtion, 975 sider.

Barton, A.C, Zoback, M.D., Moos, D. 1995: “Fluid flow along potentially active faults in crystalline rock.” Geology 23, side 683-686.

BLS AlpTransit, 2008: “Geology. The Three geological challenges.” http://www.blsalptransit.ch/en/frameset_e.htm [cited 13. May 2008].

Buen, B., Gausereide, L.R. og Mathieson, C. 1994: ”Engineering geology in the design and construction of the Alfalfal hydropower plant in Chile.” Proceedings. Integral Approach to Applied Rock Mechanics. (IV South American Congress on Rock Mechanics) Santiago, Chile, 10 sider

Carlsson, A. and Olsson, T. 1977: “Variation of hydraulic conductivity in some Swedish rock types.” Proceedings of International Symposium Rockstore, side 257-263.

Cesano, D., Bagtzoglou A.C. and Olofsson, B. 2000: “Parameters regulating groundwater inflows into hard rock tunnels – a statistical study of the Bolmen tunnel in southern Sweden”, Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 15, Nr. 2, side 153-165.

Ganerød, G.V. 2008: “Predective permeability model of extensional faults in crystalline and metamorphic rocks; verification by pre-grouting in two sub-sea tunnel, Norway.” Journal of Structural Geology, Vol 30, Issue 8, side 993-1004

Henriksen, H. 2008: “Late Quaternary regional geodynamics and hydraulic properties of the crystalline rocks of Fennoscandia.” Journal of Geodynamics, Volume 45, Issue 1, side 49-62.

Hewitt, P. and Smirnoff, T. 2005: “Groundwater control for Sydney tunnels.” Proceedings – Rapid Excavation and Tunnelling Conference, side 433-445.

Holmøy, K.H. og Nilsen, B. 2005: ”Er det mulig å utarbeide pålitelige prognoser for vannlekkasjer i underjordsanlegg?” Fjellsprengningskonferansen Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Oslo, side 22.1- 22.22

Myrvang, A. (2008): Muntlig diskusjon med forfatter.

Selmer-Olsen, R. 1981; ”Betraktninger over store vannlekkasjer i dyptliggende tunneler.” Fjellsprengningskonferansen, Norsk Forening For Fjellsprengningsteknikk (NFF), Oslo, side 21.1-21.15

RV 64 ATLANTERHAVSTUNNELEN – LEKKASJESONE 230 M UNDER HAVOVERFLATEN

Rv 64 Atlanterhavstunnelen –

Byggeleder Kåre Ingolf Karlson, Statens vegvesen region midt

Fig. 11.1 Oversiktsbilde Rv 64 Atlanterhavstunnelen

SAMMENDRAG

Den undersjøiske tunnelen Atlanterhavstunnelen vil avløse fergeforbindelsen mellom Kristiansund og Averøy i Møre og Romsdal.

Under byggingen av tunnelen gikk et ras i tunnelen 230 m under havoverflaten som medførte betydelig innlekkasje av sjøvann. Innlekkasjen var oppe i 500 l/min fra et borhull og det ble målt vanntrykk opp til 23 bar.
Rassonen måtte støpes igjen og det måtte gjennomføres omfattende og tidkrevende injeksjons- og sikringsarbeider for å passere den 40 m brede forkastningssonen. Fra raset gikk til sonen var passert, gikk det 10 måneder og nærmere 1000 tonn injeksjonsmasse.

SUMMARY

The subsea-tunnel Atlanterhavstunnelen will replace the present ferry-connection between Kristiansund and Averøy in Møre and Romsdal county.

During the building of this tunnel a weakness zone in this subsea-tunnel collapsed 230 m below sealevel. This collapse caused a substantial leakage of seawater. The leakage reached a maximum of 500 litres pr minute in one 64 mm drillinghole. The waterpressure sometimes reached 23 bar. The collapsed weakness-zone had to be plugged with concrete and it was necessary to do a comprehensive and time-consuming grouting before passing through the 40 metres wide fault-zone. The period from the moment the collapse occurred and until the fault-zone was passed lasted about 10 months and about 1000 tons of grouting was required.

INNLEDNING

Rv64 Atlanterhavstunnelen vil gi fast forbindelse mellom kommunene Averøy og Kristiansund i Møre og Romsdal. Prosjektet består av ca. 3,9 km veg i dagen på Averøy, ca 5,7 km lang undersjøisk tunnel og ca. 0,6 km veg i dagen i Kristiansund.

Prosjektet finansieres ved

innkreving av bompenger	70,5 %
kommunale tilskudd/lån	20,0 %
alternativ bruk av fergesubsidier	4,0 %
riksvegmidler	5,5 %
Sum	100,0 %

Kostnadsoverslaget er 635 mill. 2005-kr som tilsvarer ca. 700 mill. 2008-kr.

Johs. Syltern A/S er hovedentreprenør på vegentreprisene både på Averøy og i Kristiansund. Mesta A/S er hovedentreprenør på den undersjøiske tunnelen.

Resten av foredraget vil dreie seg om den undersjøiske tunnelen.

ATLANTERHAVSTUNNELEN

Atlanterhavstunnelen blir 5727 m lang og går ned til 250 m under havoverflaten. Fra Averøy går tunnelen med 10 % synk i ca. 2600 m ned til lavbrekket. Fra lavbrekket stiger den med 6 % i ca. 1200 m før de siste ca. 1900 m stiger med 10 % opp mot Kristiansund. Partiene med 10 % stigning sprenges med profil T11,5 mens partiet med 6 % stigning sprenges med profil T8,5.

Tunnelen bygges med trinnvis utpumping av lekkasjevannet. Det etableres 2 pumpestasjoner i stigningene på hver side av lavbrekket. I tillegg til fordrøyningsbassenget i lavbrekket, blir det etablert mindre magasin for å samle opp og lagre innlekkasjevann minimum 4 timer på Averøysida og minimum 24 timer på Kristiansundsida.

Geologi

Berggrunnen tilhører gneisregionen på Vestlandet og består hovedsakelig av granittiske gneiser med innslag av amfibolitt, pegmatitt og glimmerrike bergarter. Gneisen har strøkretning ØNØ – VSV med moderat til steilt fall som varierer hyppig.
Vanligste sprekkeretning er N – S med steilt fall. I tillegg opptrer hyppig sprekker med retning ØNØ – VSV, Ø – V og SØ – NV alle med moderat til steilt fall.

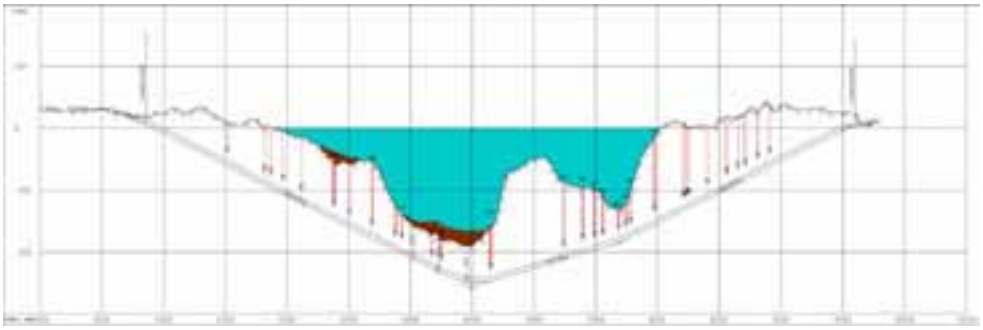


Fig. 11.2 Ingeniørgeologisk profil

Seismiske undersøkelser på den delen av tunnelen som går under sjøen viser 13 svakhetssoner med seismisk hastighet under 3500 m/s. Dette utgjør ca. 3,5 % av tunnellengden. Av disse har 3 svakhetssoner seismisk hastighet ned mot 2500 m/s. Seismisk hastighet mellom 3500 m/s og 4500 m/s er funnet på ca. 2,7 % av tunnellengden. For øvrig ligger seismisk hastighet mellom 5000 m/s og 6000 m/s.

Lavhastighetssone 230 m under havoverflaten

I slutten av februar 2008 var det sprengt 2380 m tunnel fra Averøya. Fjellet hadde gitt relativt lite innlekkasje og få injeksjonsomganger. Flere svakhetssoner med seismisk hastighet i området 2800 m/s – 3100 m/s var passert uten de store utfordringene. Dette skyldes nok jevnt over god fjelloverdekning og liten eller ingen innlekkasje i sonene.

Siste uka i februar 2008 stod vi foran en svakhetssone med seismisk hastighet 2800 m/s og fjelloverdekning ned mot 45 m ca. 230 m under havoverflaten. Over fjelloverflaten var det i overkant av 20 m med antatt morenemateriale. Et utsnitt av ingeniørgeologisk profil for det aktuelle området er vist i fig. 11.3.

Tirsdag 26. februar ble det gjennomført utvida sonderboring med 6 hull med lengde 29 m fra profil 6229. Sonderingen viste dårlig fjell, men liten innlekkasje. Dataene fra sonderboringen ga ikke signal om verre forhold enn det som vi hadde vært gjennom i tidligere svakhetssoner. Det vart bestemt å gjennomføre en injeksjon som i tillegg til å tette fjellet, også ville ha en stabiliserende effekt. De 6 sonderhulla vart supplert med 4 hull med lengde 26 m slik at injeksjonsskjermen totalt bestod av 10 hull.

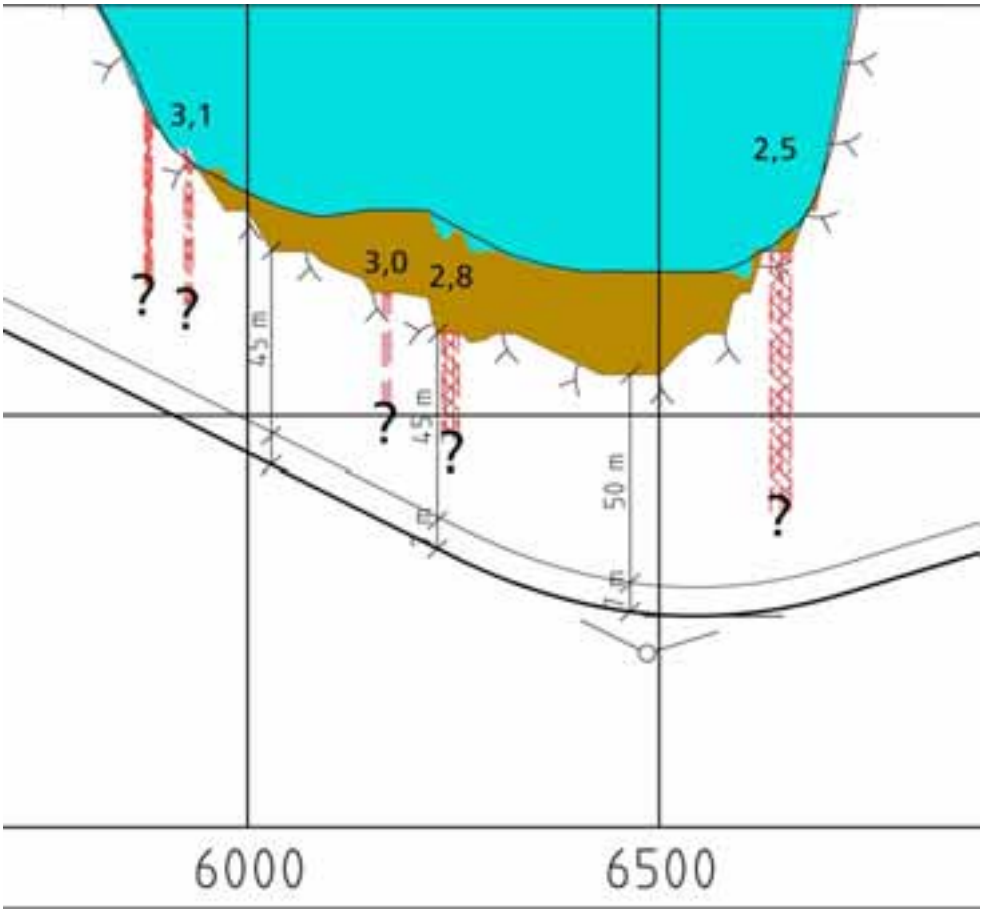


Fig. 11.3 Utsnitt av ingeniørgeologisk profil ved lavbrekket.

Det gikk 11 000 kg industrisement i skjermen.

Tunnelen ble sprengt framover i relativt godt fjell fram til profil 6242 der stuffen stod natt til torsdag 28. februar. To forutgående salver vart sikra med sprøytebetong på natta, mens siste salva skulle renskes på morgenen torsdag 28. februar. Mesta meldte på morgenen om dårlig fjell med litt utrasing på stuff. Det vart sikret med 24 m^3 sprøytebetong og radielle bolter. Og det vart bestemt å gå med utvida profil og redusert salvelengde framover. Forbolting med 16 stk. 6 m lange kamstålbolter med avstand c/c 50 cm ble gjennomført før 3 m lang salve vart sprengt. Fjellet var svært dårlig med tilløp til utfall mellom forboltene. Det ble lagt på ca. 20 cm tykt sprøytebetonglag rundt profilet og helt ned i sålen. Arbeidet med å legge på sprøytebetong var ferdig tidlig på natta.

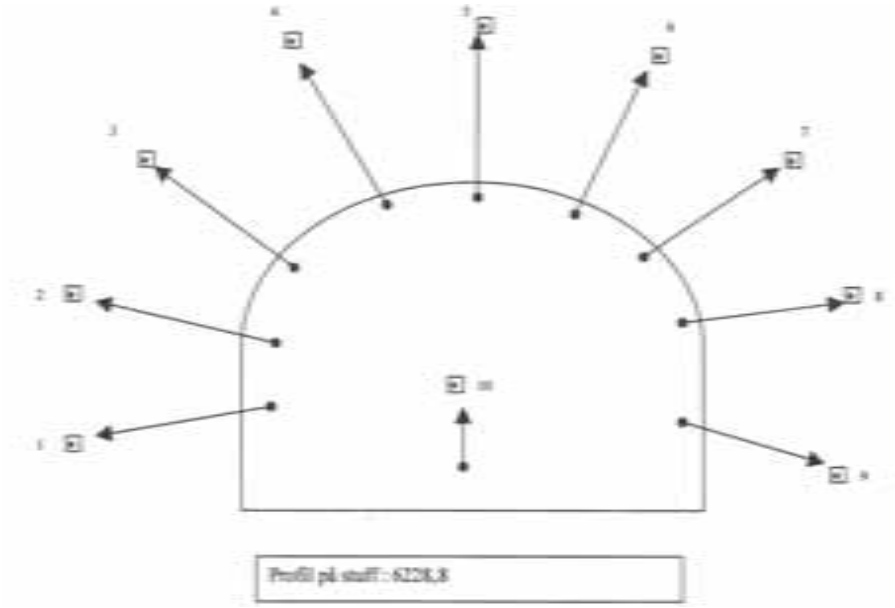


Fig. 11.4 Skisse injeksjonsskjerm utført profil 6229.

Fredag morgen 29. februar meldte Mesta at utført sikring om natta var begynt å rase ned. Det var bestilt mer sprøytebetong, men raset utviklet seg så raskt at det var ikke mulig å legge på mer sprøytebetong. Etter en kort rådslagning mellom entreprenør og byggherre, vart det bestemt at stuffen skulle stenges av med tunnelstein helt opp i hengen og bakover til sikkert område. Innkjøring av tunnelstein startet ca. kl. 10, og kl. 19.30 var tunnelen plugget med stein. Da var det kjørt i overkant av 2000 m^3. Siste observasjon opp i rassåret tydet på at det var rast ut 5 – 6 m over hengen i hele hengens bredde og i hele salvelengden på 3 m, profil 6242 – 6245. I løpet av den tiden det vart kjørt inn stein, økte vannmengden fra rassåret betydelig. Senere oppboring av lufte-/drenasje-hull indikerte at raset i hvert fall forplantet seg 10 m over hengen.

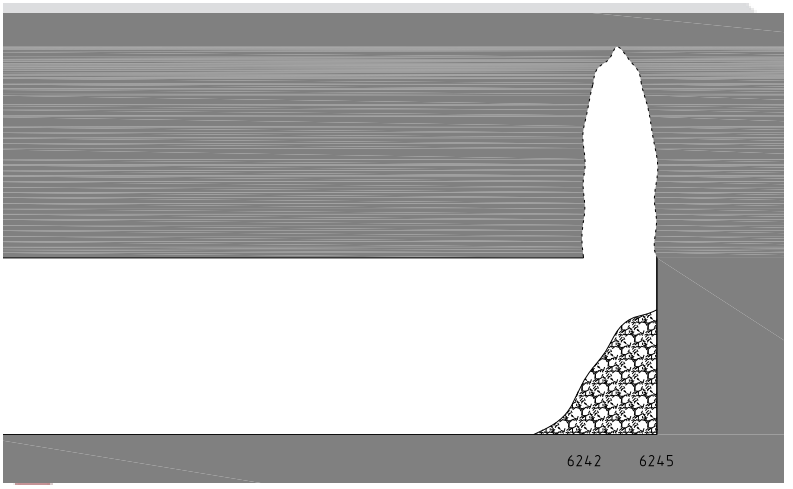


Fig. 11.5 Skisse rasutvikling. (Skisse: Lillian Todnem)

Det var ingen tegn til bruddutvikling bakover fra profil 6242, men det vart likevel lagt på ekstra sprøytebetong og satt inn 5 m lange CT-bolter i mønster 2x2 m. Boltene ble gyst umiddelbart. Sprøytebetong ble også benyttet til å forsegle overgangen mellom heng/vegger og røys av tunnelstein.

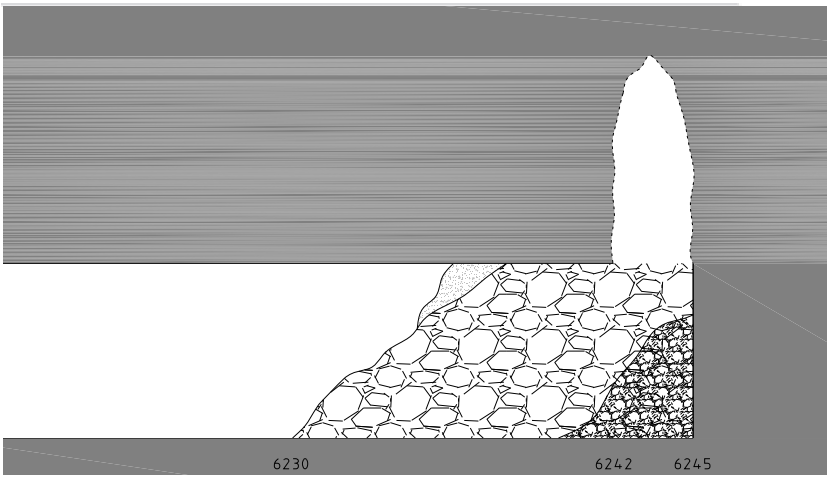


Fig. 11.6 Skisse plugging rasområde med tunnelstein og sprøytebetong. (Skisse: Lillian Todnem)

Etter utført sikringsarbeid ble det boret for og satt inn 100 mm rør for å pumpe betongmørtel inn i rasområdet over røysa. For å muliggjøre evakuering av vann og luft i rasgropa, ble det boret 64 mm hull i fjellet over pumperøret. Alt var klart for å starte betongpumping lørdag morgen.
Det ble først forsøkt å pumpe inn mørtel med maks kornstørrelse 22 mm, men dette var mislykket. Etter at maks kornstørrelse var redusert til 16 mm, gikk det greit. Det ble i første omgang pumpet 130 m^3 før mottrykket ble for stort. Kontrollboring avslørte hulrom og rasmasser innblandet i betong bare 3,5 – 4 m over hengen. Det ble da boret og satt inn 2 nye 100 mm rør og pumpet inn ytterligere 110 m^3 betong.

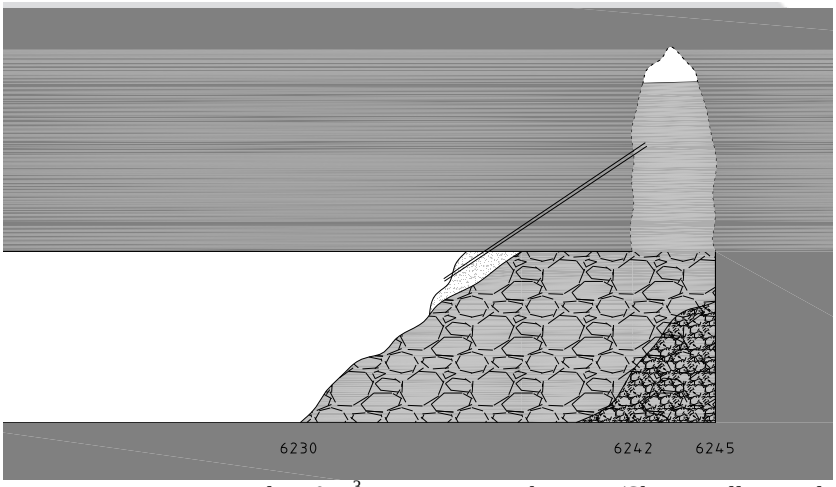


Fig. 11.7 Pumpet inn totalt 240 m^3 i rasgropa over hengen. (Skisse: Lillian Todnem)

Fig 11.8 Innpumping av betong i rassåret.

En risikovurdering gjennomført av entreprenør og byggherre i fellesskap konkluderte med at det skulle støpes en vegg for å sikre mot eventuelt store vannmengder med høyt trykk. Betongveggen ville også virke som en barriere å injisere mot.

Etter noe herdetid for betongen i rasgropa, ble steinrøysa strammet opp og renska ned til tunnelsålen. Det ble boret og gyst fast 32 mm kamstål over hele tunnelbredden for å forankre betongen. Støpeskjoldet ble kjørt inn på stuff 4. mars. Om morgenen 6. mars var betongpumpingen i gang og lørdag 8. mars var den ferdig. Totalt ca. 1200 m^3. Søndag 9. mars ble det meldt at lekkasjen vasket ut betong. Det ble lagt inn et 110 mm rør for drenering og pumpet inn nye 20 m^3 betong.

Fig. 11.9 Støpeskjold under montering for gjenstøping.

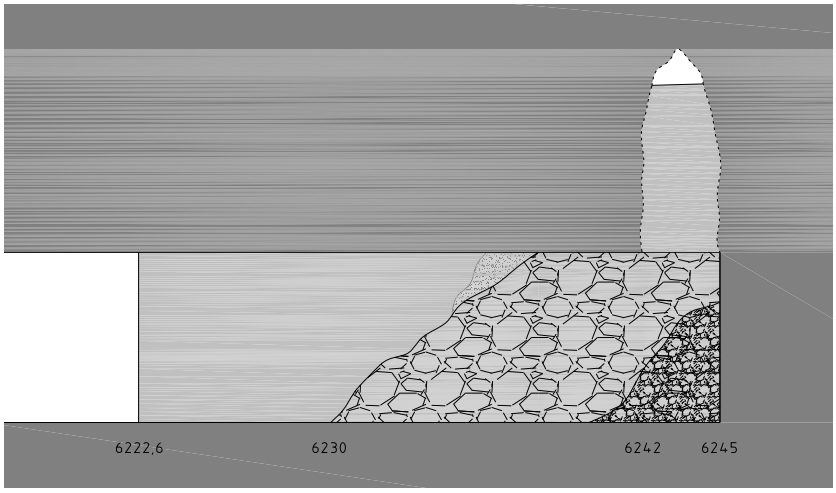


Fig. 11.10 Skisse betongplugg i bakkant av røysa. (Skisse: Lillian Todnem)

Etter at skjoldet var demontert, ble det 11. mars startet boring for injeksjon gjennom betongproppen. Det ble boret inn til overgang mellom betong og røys. Totalt 21 hull med lengde fra 6,5 m til 16,5 m.

Det ble etablert kontakt med professor Bjørn Nilsen fra NTNU den 11. mars for en vurdering av situasjonen. Han var på befaring på anlegget 12. mars. Professor Bjørn Nilsen hadde ingen innvendinger til de tiltak som var gjennomført etter at raset var et faktum. Han var også klar på at vi måtte forberede kjerneboring gjennom rassonen og så langt at sonens utstrekning vart kartlagt. De planlagte injeksjonsarbeidene gjennom betongproppen ga han også sin tilslutning til.

Fig. 11.11 Betongpropp klar for injeksjonsboring.

Torsdag 13. mars var injeksjonen gjennom betongpluggen ferdig. Injeksjonstrykk opp til 80 bar. Medgått mengde 297 tonn industrisement.

Etter rengjøring av utstyret var det påskeferie.

Etter påske, 25. mars, startet boring for injeksjon i fjellet rundt konturen framover forbi rassonen. Det ble boret 29 m lange hull med varierende stikning slik at det ble etablert en ytter- og inner-skjerm. Hele skjermen rundt profilet bestod av 35 hull. I tillegg ble det boret 12 hull i stuffen gjennom betongpluggen fordelt på 3 raster. Disse hulla ble boret så langt det var mulig framover. Boringen avslørte at ikke hele røysa var mettet med injeksjonsmasse. Det ble stopp i boringa når borvannet forsvant. Nederste rast nådde inn til profil 6234, midterste rast til profil 6238 mens øverste rast nådde til profil 6243. Boring av hulla rundt konturen gjennom rassonen gikk relativt greit. Det var lekkasje i de fleste hull. Det ble injisert med trykk opp til 100 bar og det gikk inn totalt 93 tonn industrisement.
Etter herding over natta, ble det boret 2 kontrollhull i hengen inn til ca. 6245. Begge hull var tørre.

Fra 28. mars ble det arbeidet med å sprenge bort betongproppen. Dette var også tidkrevende på grunn av høg varme i betongproppen og reaksjon med ammoniakkgassutvikling mellom sprengstoff og betong. Det ble målt opp til 60^0C i borhull. Mesta hadde tett kontakt mot Orica Mining i forbindelse med sprengning og gassutvikling i betongpluggen.
Salvelengdene varierte fra 3 til 5 m inn til profil 6237.
Undervegs gjennom betongproppen ble det sonderboret fra profil 6228 inn til 6250 og fra profil 6231 inn til 6250. Alle var på det nærmeste tørre. Det var noe problem med boringa gjennom rassonen, men mellom profil 6245 og 6250 var inntrykket av fjellkvaliteten bedre.

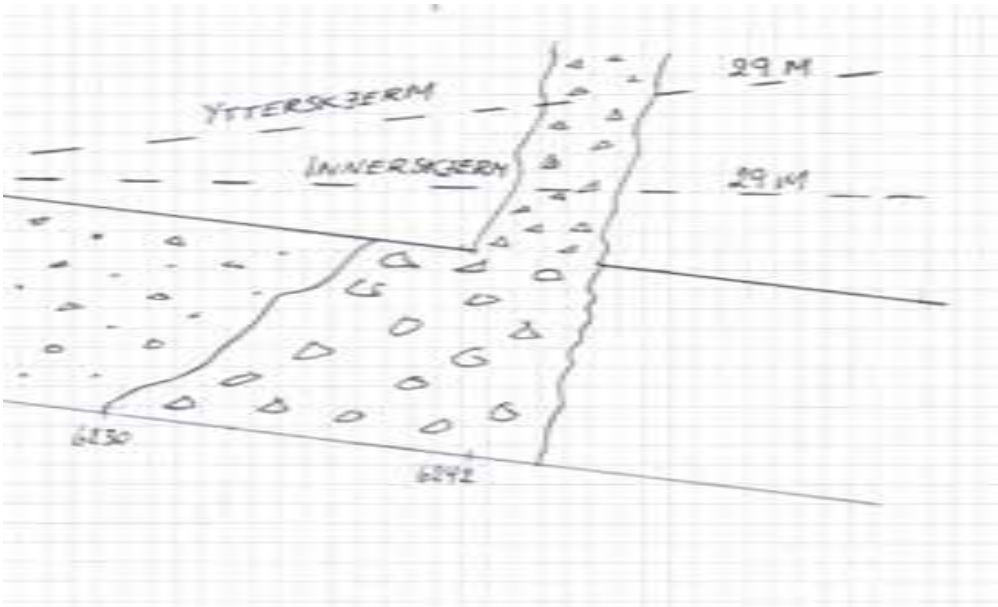


Fig. 11.12 Prinsipp injeksjonsskjerm gjennom rassone.

Fra profil 6237 ble det forboltet med 28 stk 12 m lange Ischebeckstag og 12 stk 12 m lange 32 mm kamstålbolter gjennom betongen i rasgropa over hengen for å sikre at betongpluggen skal holde seg på plass når den blir frisprengt, se fig. 11.13. Ischebeckstagene ble brukt der det var vanskelig å få inn kamstålbolt.

Etter 3 m salve fram til profil 6240, ble det forboltet med 16 stk. 12 m lange Ischebeckstag, 24 stk 12 m lange 32 mm kamstål og 34 stk 8 m lange 32 mm kamstål. Avstand mellom forboltene var ca. 30 cm. Salvene fra profil 6230 og framover var en kombinasjon av sprengning og pigging. Den injiserte røysa stod godt, men var lett å pigge, se fig. 11.14.

8. april, ca. 5,5 uker etter raset, var tunnelen drevet fram til kanten av raset, profil 6242. Denne salva ble delt i 2 der øvre del av stuff ble sprengt først og sikret med sprøytebetong og CT-bolter før nedre del av stuffen ble sprengt og sikret.

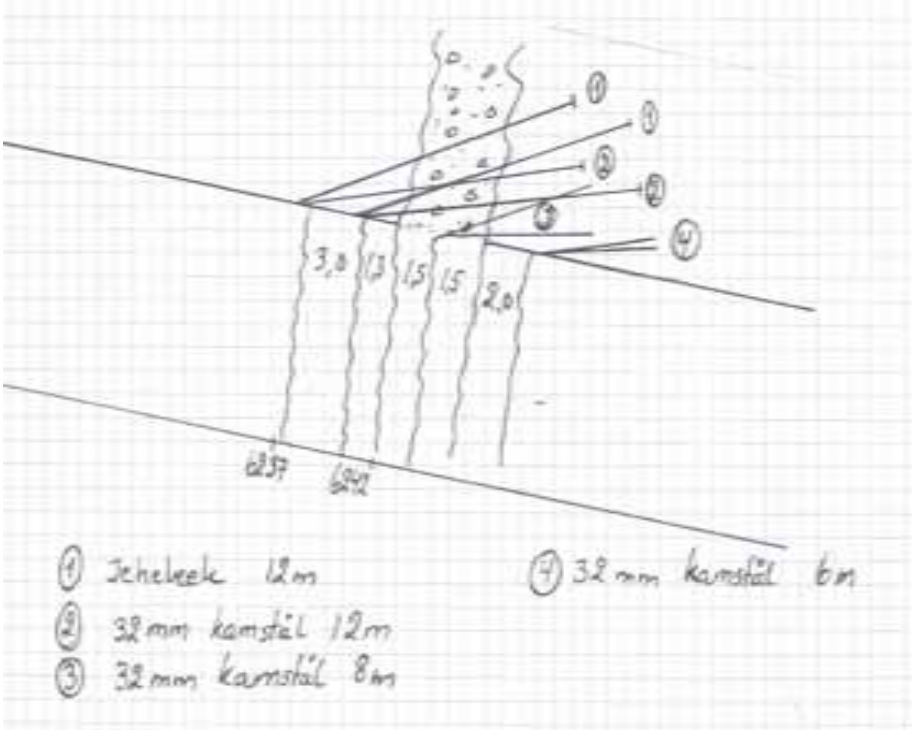


Fig. 11.13 Prinsipp forbolting gjennom rassone. Ca. salvelengder gjennom sonen påført.

Fig. 11.14 Injisert røys av tunnelstein.

Dagen etter, 9. april, ble øvre del av stuffen sprengt inn til profil 6243,5, utlastet og sikret med sprøytebetong. Forbolter 32 mm kamstål lengde 8 m montert i heng og vederlag. 10. april ble nedre del av stuffen sprengt inn til samme profil før forbolter ble satt inn i veggene. Stuffen ble sikret med sprøytebetong og det ble forberedt for kjerneboring.

Fig. 11.15 Kjerner fra 14 – 21 m (profil 6257,5 – 6264,5)

Fig 11.16 Kjerner fra 21 – 27,2 m (profil 6264,5 – 6270,7)

Kjerneboring startet sent fredag kveld og ble avsluttet tidlig mandag 14. april. Da var kjerneboreriggen nær oversvømt av vann. Årsaken til dette var innlekkasje fra kjerneborhullet på godt over 300 l/min kombinert med dårlig effekt på pumpene. Kjerneborhullet ble avsluttet etter 27, 2 m, dvs. ved profil ca. 6270. Da klarte ikke boreriggen å rotere strengen fordi vannet førte så mye knust fjell inn i borehullet. Innlekkasjen i kjerneborhullet startet på ca. 12 m, men økte kraftig på de siste metrene. Fjellkvaliteten var dårlig i hele borhullets lengde, men et parti midt i hullet var noe mindre dårlig.

I samråd med Vegdirektoratet ble det bestemt å etablere en ekspertgruppe til hjelp for å komme gjennom den sterkt vannførende svakhetssonen. Professor Bjørn Nilsen fra NTNU var allerede inne som rådgiver og ble bedt om å lede gruppen. I tillegg ble sivilingeniør Bent Aagaard, Sweco Norge, doktoringeniør Steinar Roald, eget firma og ingeniørgeolog Knut Borge Pedersen, Vegdirektoratet engasjert. Anleggsleder på Averøystuffen Tormod Magne Steine, Mesta og undertegnede ble også med i ekspertgruppen.

Inntil ekspertgruppen var kommet i arbeid, vart det avtalt med Bjørn Nilsen at stuffen forsterkes ytterligere med sprøytebetong til ca. 25 cm tykkelse før stuffen ble boltet systematisk c/c 2,5 m og påmontert fjellband i saksemønster. Det ble montert et rør i kjerneborhullet før sprøytebetong ble lagt på slik at vannet kunne renne for å unngå at det bygget seg opp trykk.

Før videre arbeid framover fra stuff profil 6243,5, ble tunnelen sikret med full utstøping fra profil 6238 til profil 6242. Forboltene som ble satt inn fra profil 6243,5, stakk så langt ut at de nådde inn i støpen. Støp ferdig og skjold kjørt fra stuff 25. april.

Ekspertgruppen hadde sitt første møte 23. april. Gruppen tilrådde:

- Minst 10 m med tett fjell foran stuff.
- Injeksjonsskjerm skulle nå 7 m ut for tunnelkontur.
- Injeksjonstrykk maks. 50 bar
- Microsement
- Stuffen flyttes ved å ta ut øvre del som sikres før nedre del sprenges som beskrevet tidligere. Maks. salvelengde 2 m.
- Forbolting c/c 30 cm for hver 2. m.
- Sikring med armerte sprøytebetongbuer c/c 1,0 m.
- Etablere systematisk kontroll av tunnelkontur med ekstensometermålinger så nært opp til stuff som praktisk mulig.

Injeksjonstrykk og type injeksjonsmateriale ble diskutert en god del.

Etter at støpeskjoldet var kjørt fra stuff, ble det boret 16 stk 6 m lange sonderhull gjennom siste del av delvis injisert røys og videre innover i svakhetssonen. På grunn av røysa, ble det umulig å plugge hulla. Det ble derfor bestemt å flytte stuffen inn til profil 6245 der den stod da raset gikk. Etter sprengning av øvre del kom det ned en del rasmasse i små porsjoner mellom forboltene. Dette gjorde sprøytebetongarbeidet vanskelig, men ble til slutt fullført.
Det tok 8,5 uker å drive tunnelen inn til der stuffen stod når raset gikk.
Armert sprøytebetongbue ble montert ved profil 6243.

Stuffen på ca. profil 6245 hadde også mest preg av rasmasser. Korte sonderhull, 8 – 9 m, indikerte litt bedre forhold fra profil 6247. Sonderhullene ga lekkasje fra 1,0 – 18,0 l/min fra 5 – 8 m inn fra stuff. Stuffen ble flyttet inn dit etter samme oppskrift som tidligere. ”Fjellet” tas

ut delvis med sprengning og delvis pigging/graving. Det etableres nye armerte sprøytebetongbuer.

6. mai starter boring på 8 m lang injeksjonsskjerm for å presse vannet framover og ut fra stuff. Dette viste seg å bli starten på en lang kamp mot utganger i stuff og i såle og heng/boltehull bak stuff. Det ble vurdert nødvendig med 90 – 100 hull i hver skjerm, men dette varierte alt etter hvilke resultater som ble oppnådd. Det ble i hovedsak benyttet microsement, men styrt herding, mauring og polyuretanskum ble også benyttet for å bekjempe utganger. Etter hver fullført skjerm, ble skjermlengden økt med 3 m. For å lette montering av pakkere og redusere utganger av injeksjonsmasse på stuff, ble det i en del hull støpt inn 5 m lange rør. Dette hadde klart sine fordeler, men røra var glatte og pakkerne kom lettere ut enn om de satt i fjell. Når rørene var montert, ble de benyttet i flere injeksjonsomganger ved at nye og lengre hull ble boret opp gjennom de samme rørene. Etter hvert ble det også gjort forsøk med å støpe inn injeksjonsstavene som forankring. Dette ga godt resultat der det ikke var særlig lekkasje i skjermhullet.

13. juni var lekkasjen presset 16 – 18 m foran stuff. Da kunne stuffen flyttes i 2 m seksjoner som tidligere beskrevet, fram til profil 6253.

Etter mange nye injeksjonsrunder med varierende resultat, kunne tunnelen sprenges inn til profil 6258 der den har stått siden 12. september.

Det viste seg fra første injeksjonsskjerm at spredningen av injeksjonsmassen var tilsynelatende liten. Oppboring av kontrollhull like ved injiserte hull kunne gjerne gi lekkasje lenger ute enn innboret lengde på injeksjonshullet og det var i de fleste skjermer liten effekt lenger inne enn det injeksjonshullet ble boret. Et eksempel på dette er injeksjon av skjermen med 14 m lange hull fra profil 6258. Til sammen ble det injisert i 152 hull rundt konturen og i stuffen på denne skjermen. Det ble pumpet inn i overkant av 153 tonn injeksjonsmasse. Inntrykket var etter at injeksjonen var avsluttet at dette var en vellykket skjerm. Ved oppboring av neste skjerm fra samme ståsted, profil 6258, med hullengde 17 m, finner borstanga hulrom uten boremotstand ca. 12 m inne som fører store mengder vann. Dette skjedde i 2 hull ved siden av hverandre. Når 17 m-skjermen er ferdig og det bores for 20 m lang skjerm, påtreffes vann til dels enda lengre ute enn 12 m fra stuff.

Det ble også raskt erfart at få oppborede hull i hver injeksjonsrunde var gunstig. Dette var gunstig både med tanke på kontroll med innlekkasje og for å redusere utganger på stuff.

Etter hver flytting av stuffen fram til nytt ståsted for injeksjon, ble den forsterket med 0,5 m sprøytebetong og systematisk bolting kombinert med fjellband i saksemønster. Det var like vel et problem at sprøytebetongen sprakk på grunn av injeksjonstrykket som øvde trykk på overgangen fjell/sprøytebetong istedenfor å presse injeksjonsmasse ut på sprekkene i fjellmassen. Sprøytebetongen var nødvendig for sikkerheten, men gjorde det vanskelig å få oversikt over hvor utgangene og vannlekkasjene virkelig kom ut av stuffen. På grunn av oppsprekking, måtte stuffen renskes for sprøytebetong og sikres på nytt flere ganger. Det har vært målt innlekkasje opp til 500 l/min fra et borhull og det har vært målt trykk opp mot 23 bar.

Fig. 11.17 Injeksjon.

Injeksjonstrykket ble etter hvert økt til 70 bar når vannet var presset ca. 15 m foran stuff i det midtre området av sonen med noe bedre fjellkvalitet. Dette resulterte i bedre kommunikasjon mellom injeksjonshullene og bedre resultat av hver injeksjonskjerm.

Mens Averøystuffen på det nærmeste har stått i ro, har det vært god inndrift på Kristiansundstuffen. Kristiansundstuffen har også passert lavhastighetssoner med seismisk hastighet helt ned i 2500 m/s. Men fjellet har vært tett og sonene er blitt drevet gjennom uten de store problemene.

Det var lenge planlagt kjerneboring fra Averøystuffen for å kartlegge hvor langt sonen gikk, men vi var avhengig av å få kontroll med lekkasjene først. Da Kristiansundstuffen var kommet til profil 6315, vart kjerneboringen utført fra Kristiansund. Før kjerneboringen startet, vart det bestemt å bore inn til profil 6280 om mulig. Det første kjerneborhull ble boret i høyre side inn til profil 6280 uten at sonegrensen ble nådd. Det var også små innlekkasjer. Det ble så boret et kjerneborhull i venstre side. Før oppstart ble det bestemt at dette hullet skulle bores inn til profil 6275. I dette kjerneborhullet ligger sonegrensen på profil 6283,5 og lekkasjen i bunnen av hullet, profil 6275, var 160 l/min. Etter kjerneboringen ble det bestemt å gå med systematisk injeksjon for hver 5 meter med 20 m lange skjermer

Situasjonen pr. 2. november er at stuff Averøy står på profil 6258 og injiserer med 20 m lange hull inn til området profil 6278. Kristiansundstuffen står på profil 6305 og er ferdig injisert til profil 6285. Avstanden mellom stuffene er ca. 47 m. Etter at Kristiansundstuffen er sprengt til profil 6300, blir det ikke sprengt lengre fram før sonen er tettet.

Snart 9 måneder etter raset gikk, har Averøystuffen avansert 13 m og det nærmer seg 1000 tonn injisert masse. Vi må nok forvente at mye av den 10. måneden også går med før det blir gjennomslag.

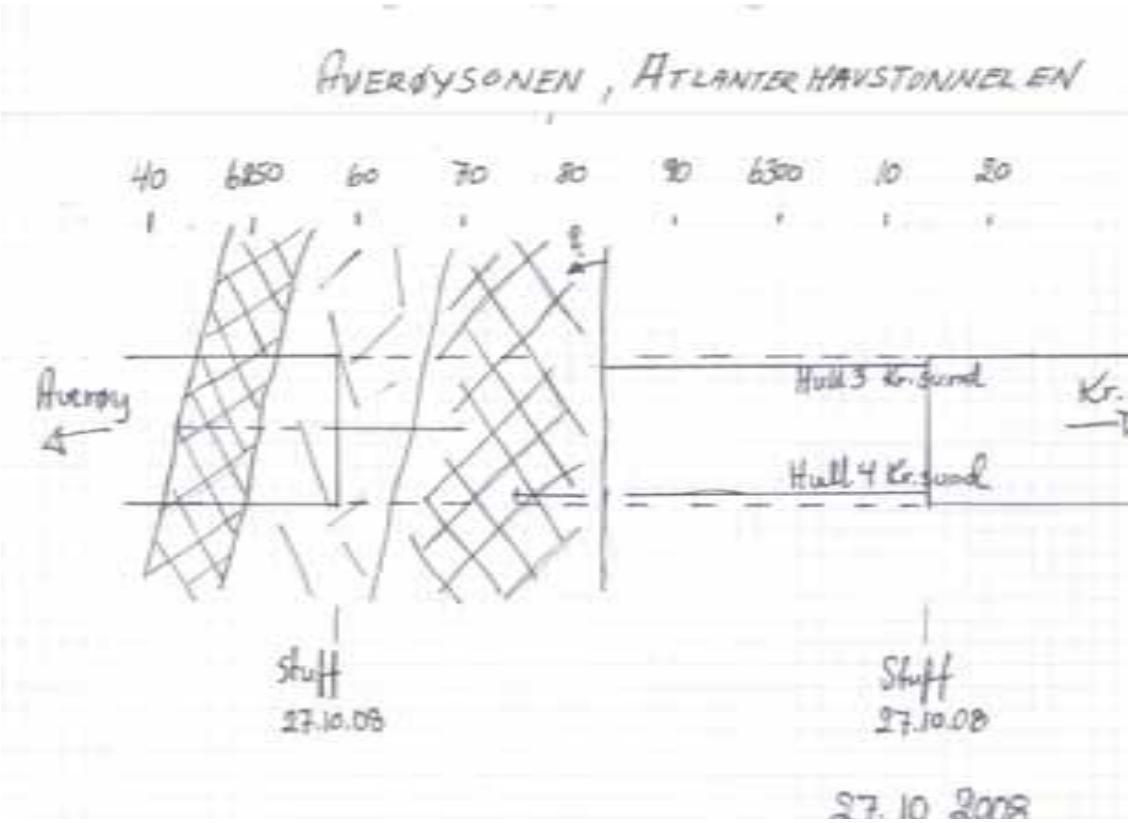


Fig. 11.18 Skisse sone etter kjerneboring fra Kristiansund.

Jeg har vært lite innom omtale av ekspertgruppa. Det betyr slett ikke at den ikke har vært nyttig. De føringer som ble lagt av gruppen i starten, har vært rådende gjennom hele arbeidet. Gruppen har støttet opp og gitt gode innspill når mismotet har truet med å bre seg. Så langt har gruppen hatt 11 møter i tillegg til kontakt via telefon og e-post.

Til slutt vil jeg berømme både entreprenørens mannskap på stuff og byggherrens kontrollingeniører for en utmerket innsats og stå-på-vilje. Det er utvist en tålmodighet langt over det en kan forvente.

dsb Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap

Fjellsprengningsdagen 2008, 20. November.

Nytt elektronisk system for å sende søknader og meldinger

Håndtering av eksplosive varer

Odd Arne Grøvo

Senioringeniør

Enhet for farlige stoffer og transport av farlig gods

Et trygt og robust samfunn – der alle tar ansvar

dsb

Innledning

- Etter presentasjonen håper jeg dere husker:
  - at dere i løpet av neste år skal sende søknader og meldinger til DSB elektronisk
  - at det finnes et elektronisk system dere skal bruke for å gjøre dette
  - at dere i systemet også får oversikt over egne tillatelser, sertifikater og meldinger (med mulighet for å søke om endringer og forlengelser og å melde opphør)
  - at dette gjøres fra DSBs hjemmeside via Altinn

dsb

Disposisjon

- Generelt - nytt system og nye rutiner
- Hensikt
- Betingelser
- Tilgang/ innlogging
- Generisk oppbygning
- Demo
- Oppsummering

dsb

Generelt - Nytt system og nye rutiner

- For søknader om tillatelser og sertifikater
  - Oppbevaring, erverv, handel, tilvirkning, sprengningsarbeider, sprengningsleder.
- For innsending av meldinger
  - Om opphør, om teknisk sprengning, om person på opplæring
- For saksbehandling og utstedelse
- For oversikt over egne tillatelser/sertifikater/meldinger

(Søknad om oppbevaring fra mars 2009. De øvrige etter forskriftsendring sommeren 2009).

dsb

Hensikt

- Enkelhet for søker/melder
- Gi tillatelses-/sertifikatinnehavere og virksomheter, som har meldt om aktivitet, en oversikt over sin status.
- Tydeliggjøring av en del krav (for søker/melder).
- Presisering av noen plikter (for søker/melder).
- Bedre og forenkle saksbehandling (kortere saksbehandlingstid)
- Bedre DSBs oversikt

dsb

Betingelser

- Endringer:
  - Vurdering av vandel (politiattest)
  - Varighet 5 år (forenklet søknad om forlengelse)
- Som før:
  - De fleste krav (unntak sertifikater)
  - Mulighet til å søke ”på papir”

dsb

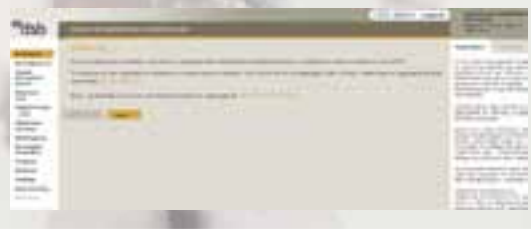
Tilgang - innlogging

- DSBs hjemmesider www.dsb.no
- Velger søknader om eksplosjonsfarlig stoff (evt eksplosiv vare)
- Autorisering via Altinn
  - Org.nummer og PIN-kode for virksomheter
  - Personnummer og PIN-kode for privatpersoner
- Velg søknads- / meldingstype

dsb

Generisk oppbygging av sidene

- Venstre marg:
  - Oversikt over innhold
  - Muligheter for manøvrering (mellom ulike sider, til hovedmeny)
- Midt:
  - Ledetekster - **Dataområde for inntasting**
  - Slå av på spesifikke hjelpetekster
- Høyre marg:
  - Hjelpetekster
  - Feilmeldinger



dsb

Demo

- Valg av søknad.
- Søknad om oppbevaring av eksplosiv vare.
- Søknad om forlengelse av oppbevaringstillatelse.
- Søknad om sprengningssertifikat.

dsb

www.dsb.no

dsb
Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap
Takk for oppmerksomheten!
Et trygt og robust samfunn – der alle tar ansvar

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

NORRA LÄNKEN, STOCKHOLM. VÄGBYGGNADSPROJEKT UNDER MARK I STADSMILJÖ

Norra länken, Stockholm Sweden. An urban city tunnel project

Civilingenjör Håkan Lundquist. Vägverket (Swedish Road Administration)

SAMMANFATTNING

Norra länken löser problem och skapar nya möjligheter för Stockholmsregionen. Tillsammans med Södra Länken och Essingeleden utgör Norra länken ett centralt beläget och sammanhängande trafiksystem. Länken behövs för hela regionens konkurrenskraft och tillväxt och är av riksintresse genom sin koppling till vägarna E4, E18, E20 samt Värtahamnen och Frihamnen.

Norra länken innebär även fördelar för boende och trafikanter i området genom att personbilar och tung trafik leds ner i tunnlar. Samtidigt ökar framkomligheten och nya bostäder och arbetsplatser kan byggas i nordöstra Stockholm. Norra länken bidrar också till säkrare innerstadsgator för gående och cyklister.

SUMMARY

Norra länken solves traffic problems while opening up new opportunities in the Stockholm region. Together with Södra länken and Essingeleden, Norra länken builds a centrally located, inter-linking traffic system. This northern link is vital to the economic growth and competitive ability of the entire region and is of national importance through its connection to roads E4, E18, E20 and the ports at Värtahamnen and Frihamnen.

Norra länken will also benefit local residents and road users in the area through directing cars and heavy transport vehicles into underground tunnels; Access and mobility will improve while at the same time enabling the construction of new housing and business developments in north-eastern Stockholm. Norra länken is also necessary for safer inner city streets for pedestrians and cyclists.

ALLMÄNT OM PROJEKTET

Norra länkens sträckning
Norra länken sträcker sig mellan E4/Karlberg och Värtahamnen i den norra delen av centrala Stockholm och har en anslutning till Roslagsvägen/E18 vid Universitetet. Norra länken blir effektivt cirka 5 km, varav den cirka 1 km långa sträckan mellan Karlberg och Norrtull redan är byggd och tagen i trafik. Till största delen går Norra länken i tunnlar. Den längsta tunnelsträckan blir cirka 3 km.

Finansiering
Norra länken beräknas kosta ca 11,6 miljarder svenska kronor i 2007 års prisnivå.
Staten (Vägverket) svarar för 75 procent av finansieringen och Stockholms stad för 25 procent.

Minsta möjliga störning
Att bygga Norra länken är en utmaning eftersom den nya trafikleden byggs i några av Sveriges mest trafikerade områden; Norrtull, Frescati, Roslagstull och Värtan. Under hela byggtiden, som är åtta år lång, ska trafiken kunna flyta som vanligt samtidigt som byggarbetet pågår. Avancerade trafikanalyser, noggrann planering och erfarenheter från bland annat Södra länken som också byggdes i högtrafikerade områden gör att vi kan bygga Norra länken med minsta möjliga störning för trafikanter.

Öppnas 2015
Alla nödvändiga beslut är tagna och detaljplaner och arbetsplanen för Norra länken har vunnit laga kraft. Byggstarten skedde 2006 då förberedande arbeten påbörjades och Norra länken kommer enligt planerna att öppnas för trafik i slutet av 2015.

Nationalstadsparken
En förutsättning för att bygga Norra länken är att inga bestående intrång sker i Nationalstadsparken. Vi har tagit stor hänsyn till detta i vår planering och vårt genomförande av projektet.

Höga miljökrav
För att minimera störningarna ställer Vägverket höga miljökrav på de entreprenörer som arbetar med länken. Regelbundna mätningar genomförs för att kontrollera att miljökraven följs.

Högsta bullervärden
Miljöförvaltningen har fastställt högsta tillåtna bullervärden för olika arbetstider. Under vardagar fram till kl. 22 får till exempel högsta bullernivån inomhus vara 45 dB(A). Ett svagt vindbrus motsvarar 25 dB(A) och ett normalt samtal 65 dB(A). I de fall störningar upplevs som alltför besvärande kan evakuering bli aktuell för vissa boende.

Dialog med externa intressenter
Vi för diskussioner med boende och verksamheter som ligger nära arbetsområdena om hur de kan komma att påverkas under byggtiden och hur eventuella problem kan lösas. En viktig roll för detta spelar de byggledningskontor som finns i närheten av arbetsplatserna Norrtull, Albano och Värtan.

DELPROJEKT NORRTULL

I väster kommer Norra länken att ansluta till den delen av Norra länken, som öppnades för trafik 1991. Tunnelmynningarna blir strax öster om Eugeniatunnelns södra mynning. Här placeras också ett av länkens tre ventilationstorn.
I norr kommer Norra länken att ansluta till Uppsalavägen med tunnelmynningar på ömse sidor om Eugeniatunnelns norra mynning.
De berg- och betongtunnlar som byggs här kommer att gå under sydöstra delen av Karolinska Sjukhusets område.
Även delar av E4/Uppsalavägen kommer att påverkas. Arbetena har inletts och pågår fram till mitten av 2014. Eftersom Norra länken nästan helt förläggs under mark påverkas inte stadsbilden i någon större utsträckning. Det är främst tunnelmynningar och anslutningar som kommer att synas när projektet är klart.

Norrtullsplatsen
Järnvägsbron med Värtabanan kommer att rivas och en ny bro byggs. Brons västra landfäste förskjuts västerut jämfört med dagens läge. Järnvägsbron kommer att gå rakt över Norrtullsplatsen – en ny och öppen cirkulationsplats där de gamla tullhusen får en mer framträdande placering än idag. Under byggtiden kommer två temporära broar att byggas för Värtabanan.
På f.d. bensinstationstomten väster om Wenner-Gren Center, som under lång tid varit parkeringsplats planerar Stockholms stad en terrasserad idrottspark och en underjordisk idrottshall.

Bibehållen framkomlighet
Arbetet med Norra länken anpassas för att bibehålla framkomligheten under hela byggtiden för de cirka 50 000 fordon som passerar Norrtull varje dygn. Även trafiken, ca 125 000 fordon per dygn, i och utanför Eugeniatunneln måste vi ta hänsyn till i byggandet av Norra länken. Även Värtabanan skall vara i drift under hela byggtiden. För att klara detta kommer tre större trafikomläggningar att genomföras. Det kommer att innebära lägre hastigheter

men att antalet körfält bibehålls.

DELPROJEKT BELLEVUE

För den del av Norra länken som går under Bellevueparken har särskild hänsyn tagits för att inget intrång ska ske i parken. Ett 150 m långt tunnelavsnitt har därför planerats att byggas underifrån så att parklandskapet inte påverkas.

Arbetsområdet för den del som byggs i jord består av en öppen del och en underjordisk del. Inledningsvis byggs den öppna delen med provisoriska spontväggar och bottenplattor av betong. Från denna del byggs därefter den underjordiska delen med hjälp av speciella arbetsmetoder såsom rörtryckning och jordförstärkning. På så sätt åstadkommer man ett vattentätt utrymme i vilken den permanenta tunnelkonstruktionen av betong kan byggas fram till Bellevueberget där en bergtunnel tar vid.
Till slut färdigställs de permanenta tunnlarna i den öppna delen och området återfylls. Det är en mycket komplicerad och kostsam arbetsmetod. Vägverket har därför anmält till regeringen att byggtiden på denna sträcka kan halveras och att kostnaderna kan minska med 800-1 200 mnkr om man tillåts bygga på sedvanligt sätt med cut-and-cover teknik . Det skulle innebära att området grävs upp under den tre år långa byggtiden och att det därefter återställs till parkmark.

Ingen trafikpåverkan
Den allmänna trafiken berörs inte av byggverksamheten i området. På Bellevueberget ligger några få byggnader samt konstmuséet Carl Eldhs ateljé. Museiföremålen har flyttats från ateljén till andra lokaler under byggtiden.
Huvuddelen av de sprängningsarbeten som sker i Bellevueberget kommer att vara avslutade våren 2008.
Arbetena vid Bellevue beräknas pågå fram till sommaren 2013.

DELPROJEKT ROSLAGSTULL

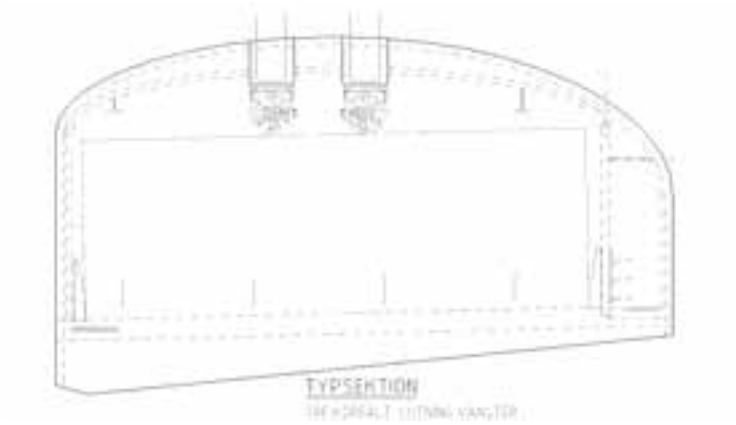
I delprojektet Roslagstull ingår Norra länkens tunnlar som sträcker sig mellan Bellevueberget, Frescati och Värtan. Totalt rör det sig om cirka 8 000 meter tunnelrör som kommer att sprängas ut. De blir cirka 8–10 meter höga och 6-16 meter breda beroende på om de har ett eller flera körfält.

Bellevueberget
Under Bellevueberget fram till Roslagsvägens västra sida byggs två tunnelrör med tre körfält vardera. Tunnlarna fortsätter under Roslagsvägen och förgrenar sig sedan den underjordiska trafikplats som byggs under Albanoberget.

Knutpunkt under jord
Under Albanoberget byggs en underjordisk trafikplats i olika nivåer, rakt under forskningsinstitutet Albanova. Tunnelrören korsar även tunnelbanan i sex punkter med vertikalt avstånd mellan noll och sju meter vilket komplicerar arbetet. Allt arbete sker under jord i form av borrning, sprängning, förstärkning och utlastning av schaktmassor.
Berg- och betongarbetet kommer att pågå samtidigt i flera tunnelrör med upp till femton samtidiga bergfronter och beräknas vara klart under 2012.
Det utsprängda berget, cirka 1,1 miljon fasta kubikmeter, kommer att tas ut via

de tre arbetstunnlarna som byggts under åren 2006-2007. De finns vid Albano, Teknikhöjden och vid Fiskartorpsvägen. Bergmassorna kommer att köras till krossanläggningar utanför staden. Materialet kommer bland annat att återanvändas i bygget av Norra länken.

Trafiken under byggtiden
Trafiken i området kommer främst att påverkas av den schaktgrop som grävs i Roslagsvägen. Över schaktgropen byggs tillfälliga passager för att trafiken ska flyta som vanligt. Samtidigt skapas en fri arbetsyta för anläggandet av tunnlarna under bron. Trafikomläggningar görs i flera skeden för att kunna bygga bron, som kommer att få två körfält norrut och tre körfält söderut mot Roslagstull. De cykelvägar som innan bygget fanns på båda sidor om Roslagsvägen kommer under byggtiden att begränsas till en cykelbana, på Roslagsvägen östra sida. När arbetet är klart läggs trafiken tillbaks till Roslagsvägen och det anläggs åter cykelbanor på båda sidor.



DELPROJEKT FRESCATI

Norra länken får sin anslutning till Roslagsvägen vid Stockholms Universitet i Frescatiområdet. De två tunnelrören övergår i en 80 meter betongtunnel som mynnar strax söder om Universitetet. Roslagsvägens fortsättning in mot staden går på vardera sidan om tunnelnedfarten. I övrig är det inga större förändringar i området och parklandskapet kommer att bevaras Roslagsvägen kommer när Norra länken är färdig att kunna trafikeras som tidigare för de som ska till eller från Roslagstull.
En del av Roslagsvägen kommer att ledas ovanpå den färdiga betongtunneln. Mellan körfälten, ovanpå betongtunneln, kommer det att anläggas en ny planteringsyta.

Ny infart till Universitetet
Den nuvarande infarten till Baron Rålambs väg och Stockholms Universitet kommer att flyttas något söderut. Gång- och cykelvägar till och från Roslagstull kommer att ordnas på

båda sidorna av Roslagsvägen. Ett av Norra länkens ventilationstorn kommer att placeras bakom bensinmacken i anslutning till skogsdungen.
Tornet kommer att byggas med synliga delar i trä för att smälta in i miljön.

Bibehållen framkomlighet
Arbetet medför en rad större trafikomläggningar under byggtiden. Roslagsvägens körfält får flyttas i sidled i flera etapper för att frigöra arbetsytor.
Tillfälliga ramper och broar kan komma att anläggas. Under hela byggtiden ska trafiken dock kunna flyta som vanligt.

DELPROJEKT VÄRTAN

I öster mynnar Norra länkens tunnlar strax nordost om Ryttarstadion och länken går därefter cirka 700 meter ovan jord fram till Lidingövägen, där en ny trafikplats byggs. Invid Ryttarstadion placeras ett av Norra länkens tre ventilationstornen. Det kommer att anpassas för att smälta in i den omgivande miljön och byggs därför i trä.
Arbetet i Värtanområdet omfattar bland annat byggandet av en 200 meter lång betongtunnel och ett 150 meter långt betongtråg som kommer att utgöra upp- och nedfart till Norra länken. En förutsättning är att Värtabanan, som transporterar gods till och från hamnen, ska fungera som vanligt under hela byggtiden.
Det komplicerar arbetet och innebär att vi kommer att behöva flytta spåren vid flera tillfällen. Förberedande arbeten i form av rivning, ledningsomläggningar och markförstärkning har påbörjats. Arbetena i området beräknas vara klara 2012.

Ny trafikplats
Den nya trafikplatsen kommer att knyta samman Norra länken med hamnen, lokalvägnätet och Lidingövägen. För att underlätta transporterna från hamnen byggs ytterligare en påfart till Norra länken under Lidingövägen. Arbetet med den nya trafikplatsen är omfattande och komplicerat eftersom trafiken i området ska kunna flyta som vanligt under hela byggtiden. Arbetet kommer enligt planerna att påbörjas under 2009 och beräknas pågå fram till Norra länkens öppnande.

Trafiken under byggtiden
Ett flertal trafikomläggningar planeras under byggtiden. Under 2008 kommer Storängsvägen att stängas av för genomfartstrafik och även Lidingövägen kommer att påverkas på grund av en omläggning av fjärrkyleledningar.
Antalet körfält kommer dock att var det samma under hela byggtiden.

DELPROJEKT INSTALLATIONER

Installationer är det enda delprojektet som inte är geografiskt begränsat utan har ansvaret för installationerna i samtliga övriga delprojekt. När tunnlarna sprängts färdigt vidtar arbetena med installationer. Det är ett omfattande arbete, som bland annat omfattar ventilation, elkraft, belysning, styr- och övervakningssystem och VVS. En stor del av installationsarbetena

genomförs 2012 – 2015.

Gestaltning av Norra länken

Att bygga tunnlar handlar inte bara om att konstruera en funktionell vägsträcka.
För vägar under mark ställs också andra krav, inte minst visuella.
Eftersom det i tunnlar saknas naturliga inslag som träd och hus, måste man skapa andra kännetecken för trafikanterna att orientera sig efter. Stor omsorg läggs vid utformningen av ljus, färg och identifikation.
Norra länkens inredning och arkitektur kommer i stora drag att påminna om det som idag kan ses i Södra länkens tunnlar. Tunneltaken kommer att bli ljusare än väggarna vilket ger optisk vägledning för trafikanterna.
Körbanorna inne i tunnlarna kröker sig i sid- och höjdled och är hårt trafikerade.
Här vägleder det ljusare tunneltaket och underlättar körningen.

Tunnlarnas inredning

Inredningen ger en repetitiv upplevelse och mycket arbete har lagts ned på utformningen av tak och väggar. Barriärelementen som följer väggarna är fasetterade och markerade med ett vertikalt blått streck var tionde meter. I tunneltaket finns slitsar och belysning med jämna avstånd för att skapa en rytm. Trafikanten får en referens vilket ökar uppfattningen om vilken hastighet det egna fordonet och andras färdas i.
Utrymningsportaler finns placerade var 100–150:e meter. Det är viktigt att dessa syns och att de avtecknar sig visuellt. Därför görs portalerna extra breda och markeras med blå färg.

Tunnelmynningar

Varje tunnelmynning ska ha en egen identitet och anpassas efter sina respektive förutsättningar – mynningarna ska bli naturliga inslag i den urbana miljön och anpassas till omgivningens skala. Norra länken kommer att förses med tre ventilationstorn. Dessa kommer att anpassas till den kringliggande miljön.
Konstnärliga installationer kommer att finnas vid ett antal trafikplatser i tunnlarna. Syftet med detta är att stödja orienteringen och att ge identitet åt de olika avfarterna.

INFORMATION TILL ALLMÄNHETEN

Vägverket strävar efter att ha en god dialog med dem som berörs av Norra länken och kommer regelbundet att informera om hur projektet fortskrider och vilka störningar som kan uppstå. Verksamheter, boende och trafikanter har tillgång till flera informationskanaler:

• Vägverkets hemsida www.vv.se/norralanken
• Informationsmöten för boende genomförs regelbundet
• Informationsblad till berörda hushåll
• Möjlighet att beställa nyhetsbrev, genom www.vv.se/prenumerera
• Information om samtliga upphandlingar och entreprenader finns på www.vv.se/upphandling
• Öppet hus med visning av bygget genomförs årligen
• Annonser i dagspress om bland annat trafikomläggningar
• Sms-tjänst för sprängvarning

KORTDATA OM PROJEKTET

• Tunnelrörens totala längd inkl ramptunnlar är 11 km varav 9 km är bergtunnlar och 2 km betongtunnlar
• För att bygga Norra länken schaktas 1,1 miljon tfm3 berg och 0,4 miljoner tfm3 jordmassor.
• I tunnlarna finns 13 driftutrymmen för el, 140 impuls- fläktar och 100 utrymningsvägar
• Utanför tunnlarna byggs 2 km ny och ombyggd väg, 200 m ny järnvägsbro, 400 m tillfällig järnvägsbro, 1 km spår i bangård och 1,5 km nya gång- och cykelvägar
• Asfalterad yta är 140 000 m2 i tunnlar och 60 000 m2 utanför tunnlarna
• Byggtiden för Norra länken är beräknad till cirka åtta år, öppnande för trafik hösten 2015.
• Projektkostnad 11,6 miljarder SEK i 2007 års penningvärde
• Omkring 40 entreprenader kommer att upphandlas.

Stockholm 2008-11-02

/Håkan Lundquist, projektledare delprojekt Roslagstull

Tel
+46-8-627 41 87
+46-70-645 24 16

e-post: hakan.lundquist@vv.se

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

Konturs prengning – erfaring med ulike metoder og sprengstofftyper

Administrerende direktør, Odd Erik Sannerud, MAXAM Norge AS

Sammendrag:

Hva er formålet med konturs prengning?

- Beholde mest mulig av bergets stabilitet :
    1. Bedre sikkerheten for mennesker som ferdes på stedet (sikkerhet mot nedfall av blokker, stein m.m.)
    2. Minimere kostbare og tidkrevende sikringsarbeider
    3. Minimere risiko for senere avskalling, og derved redusere fremtidig kostbart vedlikehold.
- Forsøk på å begrense mengden masse utenfor teoretisk profil. Dvs. at utført masseflytting bli tilnærmet prosjektert masseflytting, som i sin tur gir;
    1. Bedre økonomi for entreprenøren
    2. Bedre fremdrift i prosjektet
    3. Mindre belastning for miljøet
- Begrense skadelige rystelser fra sprengningsarbeider mot eksisterende konstruksjoner og mennesker i nærområdet

Hvilke metoder har vi å velge mellom?
Ved bruk av sprengstoff som verktøy for å lage god kontur har vi i 2 kjente metoder.

- Pre-splitt, sprengning av konturrast forut for resten av salven
- Slett-sprengning, sprengning av konturrasten i etterkant, samtidig med resten av salven

For sprengningsarbeider over jord benyttes begge metoder, mens for underjordssprengning benyttes stort sett slett-sprengning.

Valg av metode avhenger i stor grad av forhold som geologi, nærhet til omliggende konstruksjoner (krav til rystelser) og valg av tennersystemer.

Avgjørende for begge metoder er riktig ”timing”. Med timing menes her innbyrdes forsinkelse mellom hvert konturhull, eller mer nøyaktig; alle konturhull fyres av med størst mulig grad av samtidighet. Dette er avgjørende for et godt resultat, og dette er gyldig for begge metoder.

Hva velger vi å bruke? Hvorfor velger vi som vi gjør?
Jeg vil først gå inn på konturs prengning i dagen.

I svært mange tilfeller velger man å benytte slett-sprengning som konturs prengning på grunn av strenge krav til rystelser.
Ofte knyttes det krav om redusert ladning i rast nærmest konturrasten. Metoden synes

å være god hvor man har harde, relativt homogene bergarter uten mye sprekker og slepper.

Samtidig detonasjon av ladningene i hvert konturhull er helt avgjørende for et godt resultat.

Ved slettsprengning hvor konturrasten avfyres etter de andre hullene i salven, ser vi at med bruk av detonerende lunte (6-10 gram/meter) eller elektroniske tennere (+/- 1ms) for avfyring av konturrasten oppnår vi greit tilstrekkelig nøyaktighet.

Denne timingen er helt avgjørende for et godt resultat. Vi ser her mange synder når det gjelder slettsprengning.

Svært viktig er det også at nærmeste rad lades med redusert ladning. For kraftig ladning her vil slå inn forbi eller bryte inn i konturhull, og resultatet blir kutt i lade-strengen, utblåsning av deler av konturladningen og derved dårlig kontur. Resultatet kan også bli forsager, og de problemer og forsinkelser dette medfører. Det er dessverre et kjent fenomen i bransjen at man lader kraftigere enn planlagt for å unngå at noe ”står igjen”. Dette er kanskje, sammen med borehullsavvik, den hyppigste årsaken til dårlige resultater ved slettsprengning av kontur.

En annen svært viktig parameter er retningen av borehullet. Viktig er at alle borehull i kontur-raden er parallelle i konturens lengderetning, dvs. at det ved en hvilken som helst dybde i borehullet er samme avstand til nærmeste borehull. Avvik på tvers av konturens lengderetning er selvsagt også viktig. Mest mulig korrekt retning på borehullene, og selvfølgelig, innbyrdes avstand (hullavstand), er helt avgjørende for sprengningens resultat. Valg av boreutstyr, operatørens dyktighet og stedlige geologiske forhold påvirker retningen på borehullene.

For boring av konturhull i dagen benyttes svært ofte borehullsdiametre, 2 ½” (64mm) og 3” (76mm). Ved lading av konturhull benytter man en sterkt redusert ladning. Patronert sprengstoff av ulike typer eller detonerende lunte (80 – 100 gram/meter). At sprengstoffet har mye mindre diameter enn borehullet gir ved kontursprengning en gunstig effekt – kallt ”de-coupling”. Mindre knusningssone rundt selve borehullet. Det tomme luftrommet omkring patronen ”tar opp” en del av effekten av detonasjonen.

Disse tiltakene for å ”dempe” effekten av sprengstoffet gjør at det er enda viktigere med samtidig detonasjon, riktig retning på borehullene og redusert ladning (les; påvirkning) fra tilliggende rast. Vi ønsker ved kontursprengning å beholde mest mulig ”styrke” igjen i berget, og søker derfor minst mulig ødeleggende virkning. Dette betyr i praksis at vi balanserer i området ”går bra/går ikke bra”.

For enkelt å kalkulere omtrentlig ladningskonsentrasjon i konturhullene benytter en seg av erfaringstall satt i system. En praktisk og oftest god nok måte å kalkulere på. For normale berg forhold kan en gå ut fra ca. 0,5 kg sprengstoff per m2 overflate (konturflate). Metoden er lite anvendelig ved bruk av tung detonerende lunte som kontursprengstoff. Her må en benytte andre erfaringsdata som utgangspunkt. Vanligvis må man redusere hullavstanden ved bruk av detonerende lunte, til ca. 80-90% av den man benytter for patronert sprengstoff.

Ved sterkt oppsprukket fjell er ikke detonerende lunte det foretrukne alternativet. Bruk av patronert sprengstoff gir bedre effekt. Maxam leverer de fleste typer kontur-sprengstoff.

Ett av de mest anvendelige, patronerte sprengstoff for slett-sprengning og pre-splitt er RIOGUR F. En kontinuerlig ladning av et watergel-sprengstoff med redusert kraft og en detonerende lunte på 6 gram/meter som løper kontinuerlig i ladningens senter. Patronen er dobbelt-klipset hver halve meter, og ladningskonsentrasjonen varierer med patrondiameter. Lades enkelt i vertikale hull og kuttes til riktig lengde ved hjelp av en skarp kniv. Sprengstoffet er vannbestandig selv ved punktering og kutting av patronen. Kan initieres av tennere av styrke nr.8 eller 10 gram/meter detonerende lunte. Det som gjør ladningen unik er den sentriske detonerende lunten på 6 gram/meter, som sikrer en nærmest momentan detonasjon av ladningen i hele dens lengde. Watergel-sprengstoffet som detonerer med noe mindre hastighet og gir nok gasser ved detonasjon til å "åpne" sprekker mellom konturhullene. En nærmest perfekt løsning for både slett-sprengning og pre-splitt. Vi ser i dag at dette sprengstoffet har blitt svært godt utbredt og mottatt av brukerne. Leveres i patrondiametre fra 22mm – 51mm. 22mm og 25mm benyttes normal i vegskjæringer og lignende. Her kombineres gjennomprøvde produkter og ny-design på en måte som gjør lading av konturhull til en atskillig enklere og mindre tidkrevende jobb en tidligere. Dette produktet har nærmest tatt helt over for rørladninger i kombinasjon med detonerende lunte.

Fordemning av konturhull gjøres ved hjelp av å plassere en fordemningsplugg, sperrefjær eller lignende over toppen av konturladningen for å hindre att fordemningsmasse trenger forbi og langs ladningen, normalt ca. 1m fra toppen av borehullet, og fylle opp med borkaks eller singel 4-8mm. En ser ofte slurv ved fordemning, og dette påvirker resultatet negativt.

Erfaringen med fordemning av konturhull er at, dersom omgivelsene tillater det, bør de ikke fordemmes. Best resultat helt opp, oppnås best uten fordemning. Konturhullene bør i tilfelle dekkes over med tunge gummimatter.

Vi har nå nevnt erfaringer med slett-sprengning av kontur. Jeg vil nå presentere erfaringer med pre-splitt av kontur. Når det gjelder hullavstander, timing og borehullsretning, så er dette faktorer som er kritiske også ved pre-splitt. Ved bruk av pre-splitt "produserer" man en sprekk/sleppe som avgrenser sprengningsarbeidet. Dette muliggjør kraftigere ladning i tilliggende rast, da disse ladningene ikke lenger kan "ødelegge" konturen på samme måte som ved slett-sprengning. Denne nye konstruerte sprekken reflekterer også vibrasjonene fra de andre ladede hullene i salven, slik at vi demper noe av rystelsene. Likevel skal nevnes at rystelser fra momentan detonasjon av presplitt ladningene kan være kritiske.

Pre-splitt initieres enkelt ved hjelp av detonerende lunte eller elektroniske tennere.

En kontur vil alltid måtte sikres og vedlikeholdes. En god kontur vil måtte sikres og vedlikeholdes mindre enn en dårlig kontur.
Riktig utforming av skjæringer langs veger og jernbane vi også bety mye for et godt og sikkert resultat langt inn i fremtiden.

Konturs prengning under jord.

Under jord benyttes i hovedsak slett-sprengning av kontur. På tross av store avvik i

forsinkertid på LP-serie tennere med høyt nummer blir konturen ofte akseptabel. Vi ser store variasjoner med strøket i fjellet. Det bores tettere enn ved sprengning over jord.

Ved underjordsarbeider benyttes i dag bulksprengstoffer som konturs prengstoffer. Med spesielle ladeteknikker legger man igjen en ”streng” av sprengstoffet i hullet. Dvs. man fyller ikke hele tversnittet med sprengstoff. Dette gjelder både med lading av ANFO med såkalt ”fløyte” og emulsjonssprengstoff med mekanisk trekk av ladeslangen med konstant pumpemengde. Tidligere ble konturhullene ladet med rørladninger som inneholdt et sprengstoff med redusert kraft og detonasjonshastighet.

Disse rørladningene fikk etter foreleserens oppfatning, ufortjent mye dårlig omtale. ”De gikk aldri av, og lå spredd utover røysa”, ble det sagt. Jeg tror at årsaken er like mye å finne i sprengnigsteknikken som hos produktene. Jeg vil også få hevde at dette også skjer nokså ofte med bulksprengstoffene, men her ser vi ikke produktrester på røysa. Der hvor gode teknikker benyttes, dvs. reduserte ladninger i nærmeste rast (og riktig avstand mellom borehullene) oppnår man gode resultater med de fleste produkttyper.
Hvordan de ulike produkter tåler vann, er selvsagt også medvirkende til resultatet.

Pumpbare emulsjoner, patronerte watergels, dynamitter og patronert emulsjon er svært vannbestandige, mens rørladninger har begrenset bestandighet. ANFO er med årene utviklet, og i dag finnes typer som tåler noe vanninnsig.

Oppsumering.
Maxam leverer i dag følgende produkter for konturs prengning:

- Detonerende lunter, 80 g/m og 100 g/m - RIOGUR F, 22-51mm, watergel/det.lunte
- RIOGUR R, 18x500mm, watergel - NAGOLITA 500 (ANFO)
- NAGOLITA WR 500 (ANFO vannresistent) – RIOFLEX U, pumpbar watergel

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

TUNNELSPRENGNING I URBANE STRØK - ERFARINGER FRA SØRENGAPROSJEKTET OG APENESFJELLET PARKERINGSANLEGG

URBAN TUNNELING – EXPERIENCE FROM PROJECT SØRENGA AND APENENES PARKING GARAGE

Prosjektleder Kenneth Svendsen, AF Anlegg, Samferdsel.
Prosjektleder Åsmund Hansen, AF Anlegg, Underjord.

15.0 SAMMENDRAG

Innlegget gir en oppsummering av de to underjordsprosjektene som AF Anlegg utfører i Oslo og Fredrikstad. Begge prosjektene har spesielle utfordringer i forhold til gjennomføring og arbeidets påvirkning på omgivelsene.

Entreprise Sørenga:
Prosjektet inngår som en del av Bjørvikaprosjektet som består av 3 deler, Entreprise Sørenga, Senketunnelen og Havnelageret. Entreprise Sørenga er et komplekst prosjekt som inneholder alle fag innenfor anleggsarbeid. Slissevegger, 60 000 m3 med konstruksjonsbetong, jernbanebygging og tunnelbygging. I dette sammendraget er det de utfordrende tunnelarbeidene i Ekebergåsen som presenteres.

Av viktige elementer nevnes:

- Utvidelse av dagens Ekebergramper fra 1 til 2 felt. 600 m strossing.
- Strossing i Ekebergtunnelen med 100 000 biler passerende hver dag, ca 200 m.
- Bygging av betongbruer i Ekebergramper for å kunne sprenge ny tunnel under.
- Driving av Grønliatunnelen og sprengning helt inn til trafikkert veg med 100 000 biler i døgnet som skal passere minst mulig forstyrret.
- Utslag av Grønliatunnelen under Kongsveien med utfordrende geologiske forhold. Utslaget er ca 50 m fra Østfoldbanen.

Apenesfjellet:
I April 2008 begynte sprengingsarbeidene med nytt parkeringsanlegg i Apenesfjellet i Fredrikstad. Parkeringsanlegget har en planlagt byggetid på ca. 2 år og skal stå ferdig årsskiftet 2009/2010 og består av 3 haller med en kapasitet på 450 biler.

De største utfordringene for entreprenøren er støy, støvproblematikk fra steintransport og rystelser fra sprengingene. Overdekningen varierer mellom 9 og 13meter over hallene og helt ned i 3 meter ved påhuggene. Grenseverdiene på boligene varierte fra 35 mm/s til 70 mm/s fundamentert på fjell. Hallene er fra 6 til 9 meter høye og de blir sprengt med pilot først og en stross 3-4 salvelengder bak. Salvelengdene varierer helt fra 2 til 5 meter avhengig av plassering og grenseverdi på boligene på fjellet.

15.0 SUMMARY

This article is a summary of the two special underground projects AF Anlegg is performing in Oslo and Fredrikstad. Both procjects has challenges in relation to urban tunnelling.

The Sørenga contract:
This project is a part of the Bjørvikaproject which consist of 3 different contracts. The Sørenga Contract, The Submerge Tunnel Contract and The Havnelager Contract. The Sørenga Contract is a complex urban project which consist of several parts within construction activity; For example 60 000 m3 of construction concrete, railways constructions and tunnelling. In this article we have focused on the challenging tunnelling in the Ekeberg ridge.

The most important parts are:
- Widening of Ekeberg access platforms from 1 to 2 driving area.
- Back ripping in the Ekeberg tunnel with 100 000 cars passing every day.
- Building two bridges of concrete in Ekeberg platforms.
- The Grønlia tunnel. Blasting close to roads with over 100 000 cars passing every day.
- Break trough under Kongsveien with challenging geology.
- Break trough 50 m from the railway.

The Apenes contract:
The blasting work to the new underground car park in Fredrikstad began in April 2008. The car park is planned to be finish early 2010 and has a capacity of 450 cars.

The main challenge for the contractor was noise, construction traffic causing a lot of dust and vibrations from the blasting. The rock cover was in the area 9 - 13 meters over the 3 halls and 3 meters at the main access tunnel. The vibration limits on the buildings was between 35 mm/s and 70 mm/s founded on mountain. The halls were between 6 and 9 meters tall and they were excavated by driving a pilot tunnel first and then enlarged to form a substantial top heading. The length of the blast varieties between 2 to 5 meters depending on the location and vibration limits of the buildings above.

15.1 ERFARINGER FRA ENTREPRISE SØRENGA

15.1.1 Innledning

Tunnelarbeidene er delt inn i faser som er tilpasset trafikkavviklingen i prosjektet.

Fig. 15.1-1 Oversiktskart for Entreprise Sørenga.

15.1.2 Fase 1 og 2, ombygging av Ekebergtunnelen

For å kunne bygge Grønliatunnelen og hovedvegsystemet på Sørenga måtte trafikken gjennom Ekebergtunnelen legges om. Fase 1 og 2 gikk i hovedsak ut på å legge om vegsystemet slik at det ble tilkomst for bygging av nye hovedveger. For å få til dette måtte trafikken i hovedløpene legges om til bare å gå i av- og påkjøringsrampene. Arbeidet ble utført fra høsten 2005 til sommeren 2006. Rampene i Ekebergtunnelen ble i denne fasen utvidet fra 1 til 2 felt. Dette medførte at vann- og frostsikring i høyre side av tunnelene ble revet. I sydgående rampe ble det

strosset ut ca 7000 m3 over en strekning på ca 500 m. I nordgående løp ble det strosset ut ca 4000 m3 over en lengde på ca 300 m. De gamle veggelementene ble satt på plass igjen. Det ble montert nytt PE-skum og brannsikring i utvidet del. Dette ble spleiset med den gamle vann- og frostsikringen i motsatt side.

Det ble i tillegg til strossing av vegger og heng sprengt ut i sålen for bygging av bruer i rampene. Det er ikke tilstrekkelig fjelloverdekning mellom rampene og Grønliatunnelen. Det ble derfor bygd en bru i hver rampe, hver på ca 20 m lengde. Disse vil danne hengen i Grønliatunnelen, og Grønliatunnelen får med dette tilstrekkelig høyde. Brua i nordgående rampe er fundamentert på stålkjernepeler, mens brua i sørgående rampe er fundamentert direkte på fjell. Selve bruplaten ble støpt på fylling av sprengt stein. Over bruene er det plassert veggelementer. Bruene er derfor ikke synlig for trafikantene som kjører i av- og påkjøringsrampene.

Portalene ut mot Mosseveien ble delvis revet og bygd opp på nytt igjen.

Fig 15.1-2 Oversikt over tunnelarbeid i faser.

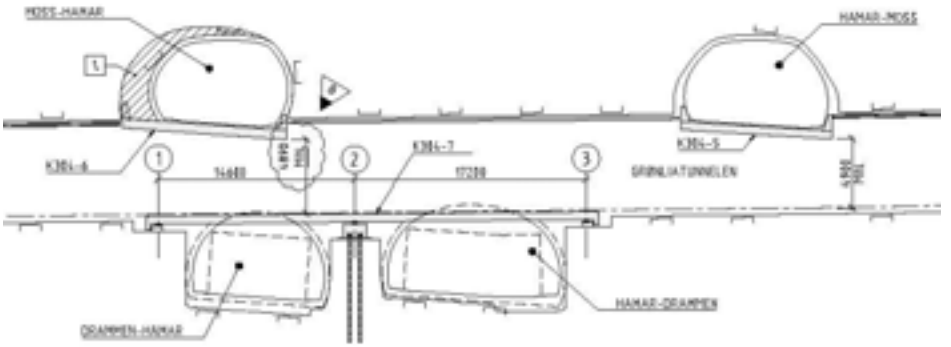


Fig 15.1-3. Snitt tunnelkrysning Ekebergtunneler og Grønliatunnelen

15.1.3 Fase 3

Gjennom arbeidet i Fase 1 og 2 ble trafikken i Ekebergtunnelen ledet fra hovedløpene på nedre plan til rampene i øvre plan. Det var nå tilrettelagt for å rive eksisterende vann- og frostsikring i hovedløpene og sprengning av Grønliatunnelen mellom Ekebergtunnelene i øvre og nedre plan.

Grønliatunnelen ble drevet fra havnesiden mot utslag i Mosseveien ovenfor Middelalderparken. All stein ble fraktet til Sørengautstikkeren for mellomlagring og senere bruk i prosjektet. Tunnelen har en total lengde på 490 m inkludert kulvert i syd og portal i nord. Selve fjelltunnelen har en lengde på 420 m. Tunnelen har et tverrsnitt fra T9,5 med breddeutvidelse som enkelte steder gir en total bredde på 17 meter.

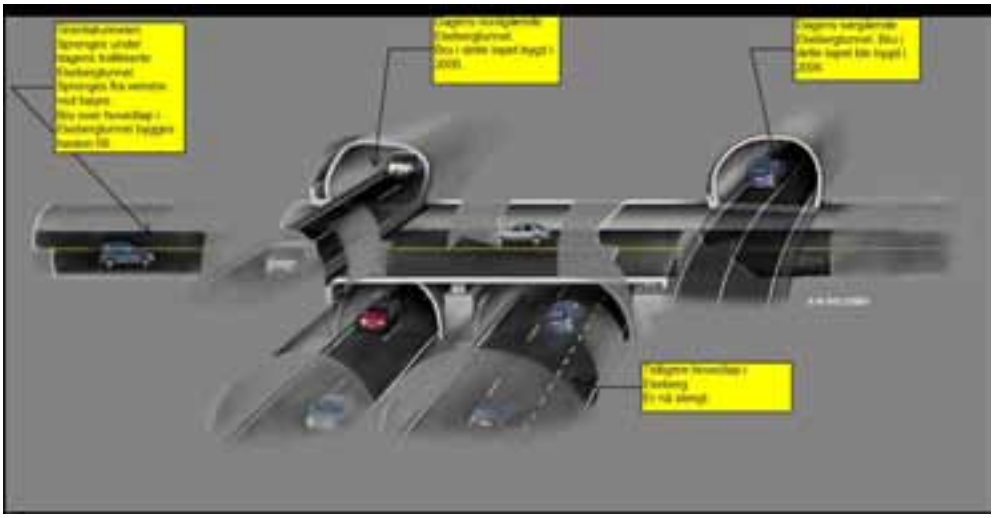


Fig 15.1-4. 3D-visulaisering av ferdig tunnelsystem i krysning mellom Ekebergtunneler og Grønliatunnelen.

Hovedutfordringen i arbeidet med Grønliatunnelen var krysningen mellom Ekebergtunnelene. Tunneldriving startet i mars 08, gjennomslag ut i Mosseveien ble som planlagt i slutten av juni samme år. Det ble sprengt helt inn til bruene som ble bygget i fase 1. Over disse bruene kjører det til daglig ca 100 000 biler. Eventuelle skader på bruen eller vegsystemet i drift ville fått store konsekvenser for trafikken til og fra Oslo. Sprengningsarbeidet i dette området ble utført i løpet av 3 uker våren 2008. Trafikken ble ikke hindret ut over stengning i korte perioder ved avfyring av salve.

15.1.4 ANLEGGSUTFORDRINGER OG ERFARINGER FRA SØRENGAPROSJEKTET

Prosjektbeskrivelsen
Som nevnt i innledningen har sprengningsarbeidene i Fase 1 til 3 gått som planlagt. Sterk fokus på planlegging og samspill mellom entreprenør, konsulent og Statens Vegvesen har utvilsomt vært en viktig nøkkel.

Entreprenøren opplevde allerede i anbudsfasen av prosjektet at det var gjort et grundig forarbeid forut for anbudsdokumentene, og at disse generelt virket godt gjennomarbeidet. Kontrakt og tegningsgrunnlag var nøye gjennomarbeidet fra Statens Vegvesen region Øst (SvRø) med Aas-Jakobsen (AAJ) som konsulent. Hovedtrekkene og premissene i gjennomføringen var gitt gjennom dette grunnlaget. Men hvordan arbeidet skulle utføres rent anleggsteknisk var opp til entreprenøren og planlegge å legge frem for SvRø.

Kontrakten satte begrensinger på støyende arbeider. Dette innebar at det ikke kunne detoneres salver etter kl 23:00 og før kl 07:00. Relativt god overdekningen til bebyggelse og generell støy i området medførte at boring og pigging ikke var til sjenanse for omgivelsene. AF valgte derfor å jobbe skift med arbeidstid fra 06:00-02:00. En kjent skiftordning under tunneldrift i Norge.

Korte stengninger av trafikken gjennom Ekebergtunnelen kunne bare gjøres fra 10:00 - 14:00 og etter kl 19:00. Summen av støykrav og tillatte tidspunkt for stengning av trafikk medførte at det ble få timer av døgnet som ble tillatt for sprengning. Dette gjorde logistikken og krav til planlegging av arbeidet særdeles krevende.

Fase 1
Denne fasen gikk fra august 2005 til juli 2006. Av- og påkjøringsrampene i Ekebergtunnelen skulle utvides fra 1 felt til 2 felt. Dette initierte følgende hovedarbeider:

- Utkobling og riving av 800 m med kabelbru og tekniske installasjoner.
- Riving av 800 m bankett og trekkerør.
- Riving av PE-skum i deler av tverrsnittet.
- Riving av deler av portalene.
- Demontering av veggelementer. (Satt på lager for senere montasje)
- Strossing av ca 800 m tunnel (ca 11 000 m3).
- Bygging av 1 bru i betong i hvert løp.
- Utvidelse av bruplate over Loelva.
- Reetablering av vegbane i utvidet del.
- Bygging av nye portaler i utvidede deler.
- Montering av gamle veggelementer.
- Montering av PE-skum og brannsikring. Tilpasning til eksisterende.
- Montering av teknisk anlegg som lys, vifter, SOS-stasjoner osv.
- Omlegging av trafikken fra hoveløp (nedre plan) til av- og påkjøringsramper (øvre plan).

Strossearbeidet
SvRø satte krav til at minst mulig av eksisterende vann- og frostsikring skulle rives. Det ble derfor ikke revet mer en akkurat nødvendig for å få utført strossearbeidet. Dette skapte en ekstra utfordring da hver eneste salve må dekkes. For å klare nødvendig fremdrift var AF avhengig av å

detonere ca 3 salver i døgnet. Nøkkelen for å lykkes med strossingen var derfor i å finne en dekkemetode som var mobil og effektiv. AF laget derfor en vogn på en 40 fots container. Denne ble utstyrt med en solid aksling på stålhjul i ene enden. Vognen ble flyttet med Volvo 330. Dekkevognen veide ca 30 tonn. Bildet under viser dekkevognen før hjulsystemet ble bygget om og dekkematter montert.

Fig 15.1-5 Dekkevogn under bygging.

Driftsopplegg
Ca 2/3 deler av tunnelene kunne sprenges uten fare for at det kom steinsprut inn i trafikkert rom. Resterende mengde strossing skulle utføres i hovedløpet av Ekebergtunnelen hvor det var stor trafikk. Sprengning i dette området måtte derfor gjøres kveldstid mellom kl 22:00 og 23:00. AF fikk ikke lov å stenge trafikken over lengre tid før kl 22:00, på grunn av støy måtte salven være detonert før kl 23:00. På denne måten hadde AF bare 1 time på seg for å dekke og detonere. Men hvis salven ble skutt før kl 23:00 hadde AF hele natten tilgjengelig for å sikre tunnelrommet før det skulle settes trafikk på.

For å få til et effektivt driftsopplegg som var tilpasset skytetider og trafikk etablerte AF 3-4 stuffer i hvert løp. Arbeidet gjennom hele døgnet ble derfor planlagt nøye slik at de forskjellige stuffer kunne følge en syklus på boring, lading, dekking, detonering og lasting.

Ytre del av tunnelene var så nær Østfoldbanen og tog at det måtte tas spesielle hensyn til dette. Dette innebar at ca 50 m av hver av tunnelene måtte detoneres på ”hvite tider” i tillegg til at trafikken i Ekebergtunnelen måtte stenges. Hvite tider, togfrie perioder hadde en varighet på ca 5 min.

Sprengningsteknisk gikk arbeidet bra. Det var derimot nødvendig å gjøre en del justeringer både på dekkevognen og ladeplanene etter første salve. Det viste seg etter første salve at gassutviklingen var en større utfordring enn fare for steinsprut. Detonasjonshastigheten spilte en vesentlig rolle i forhold til hvordan dekkevognen fungerte.
Første salve ble detonert med MS-tennere, noe som viste seg å gi en for hurtig gassutvikling. Dette medførte at dekkevognen flyttet seg. LP-tennere ble derfor benyttet ved all sprengning etter dette. Dekkevognen ble i tillegg festet til fjell med kraftige kjettinger for hver salve.

Fig 15.1-6 Dekkevogn for strossing festes til fjell.

Salvelengden varierte fra 2,5 til 4,5 m. Lengre salver var ikke mulig. Da ble det for liten plass til steinen mellom dekkevogn og fjell. Det ble i tillegg stor fare for skader på vann- og frostsikringen på motsatt side. På grunn av logistikk, plassmangel, og problemer med lagring av slurry ble det funnet mest hensiktsmessig å bruke patronert sprengstoff.

Lasting ble utført med Volvo 330. Som lastemaskin var denne noe stor, men for å kunne flytte dekkevognen var størrelsen nødvendig. Det var ikke plass i tunnelene til å laste på bil. Alle steinmasser ble derfor lastet ut etter ”last- og bærprinsippet”.

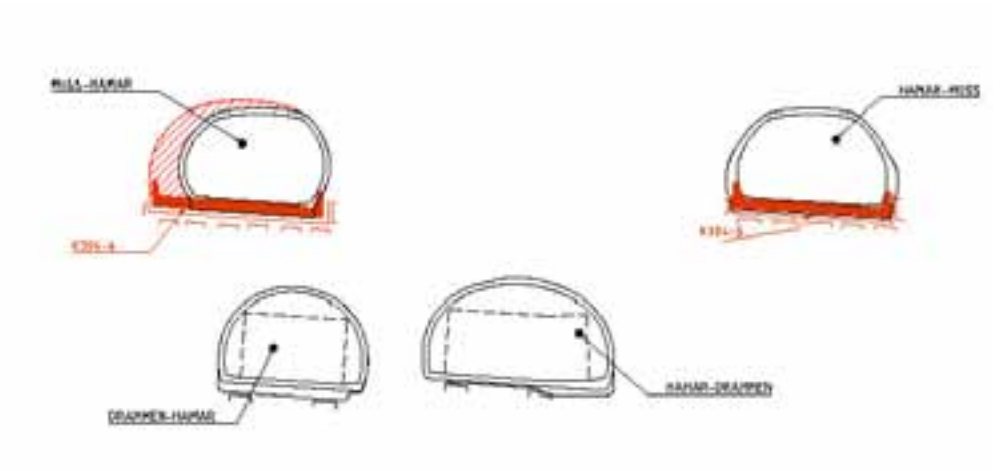


Fig 15.1-7 Snitt av Ekeberg tunnelsystem før Grønliatunnelen etableres. Viser også utvidelse av nordgående løp og bygging av bruer

Fase 3, Grønliatunnelen

Hovedutfordringen med Grønliatunnelen var krysningen av Ekebergtunnelene. Hovedaktivitetene i denne jobben var:

- Riving av vann- og frostsikringen i nordgående og sydgående hovedløp av Ekebergtunnelen. (nedre plan)
- Sprengning helt inn til bru med trafikk. Nordgående Ekebergtunnel.
- Sprengning under bru.
- Sprengning gjennom taket på hovedløpet på Ekebergtunnelen (stengt løp)
- Sprengning fra nordgående hovedløp til sydgående hovedløp (stengte løp)
- Sprengning inn til bru med trafikk. Sydgående Ekebergtunnel.

Fjellforholdene i området var kjente da AF 2 år tidligere hadde strosset og sprengt ut for brubygging i øvre plan. Bergartene i området er relativt stabil og består av hard gneis og amfibolitt. Men det var uansett en viss usikkerhet på stabiliteten da området hadde vært sprengt i fra flere sider.

Planprosessen
I god tid før sprengningsarbeidet skulle starte ble det startet en planprosess med flere faggrupper involvert. SvRø og AAS Jakobsen utarbeidet flere snittegning etter AF sitt ønske. Videre utarbeidet AF forslag til salveinndeling og salveplaner. Disse ble gjennomgått både med baser, geologer og konsulenter fra SvRø.

Videre ble det for hver salve gjort nye vurderinger på salvelengde, bormønster og sprengstoffmengde.

Landkar, bruplate og vann- og frostsikring ble nøye overvåket av rystelsesmålere. Det bli i tillegg utført visuell sjekk for hver salve.

Gjennomføringen
For å kunne gi et bedre bilde av hvordan arbeidet ble utført har vi valgt å presentere dette i faser med skisser og supplerende tekst.

Gneisen og amfibolitten rundt bruene visste vi fra før var så hardt og kompakt at det ville ta uforholdsmessig lang tid å pigge fjellet forsiktig ut. Alt fjellet ble derfor sprengt ut. Avstand mellom bru og fjell var ca 0,5 m. Dette gjorde utfordringen ekstra spennende med tanke på å unngå skade på bruene og vann- og frostsikringen i trafikkert tunnel. Fig 15.8 viser hvordan arbeidet startet, med driving fra venstre mot høyre.

Når sprengningen skulle utføres gikk trafikken til og fra Oslo i de øvre tunnelløpene. Stengning av trafikken var bare mulig fra 10:00 – 14:00 og etter kl 19:00. Etter kl 23:00 var det ikke mulig å sprenge på grunn av støykravene fra Bydelsoverlegen. Stengningen ble gjort i samarbeid med Vegtrafikksentralen (VTS). En time før sprengning varslet AF VTS om sprengning. VTS sendte da melding ut på radio om at nordgående eller sydgående (eller begge) skulle stenges. Stengnging ble også varslet på fritekst-tavler på øst- og vestsiden av Oslo sentrum. SvRø ble samtidig varslet om tidspunkt for sprengning. AF varslet i tillegg naboer som var berørte av sprengningene. Korte stengninger ble utført med bommer. Lengre stengninger og etablering av 2-veis trafikk i ene løpet ble uført med hjelp fra politi og Mesta.

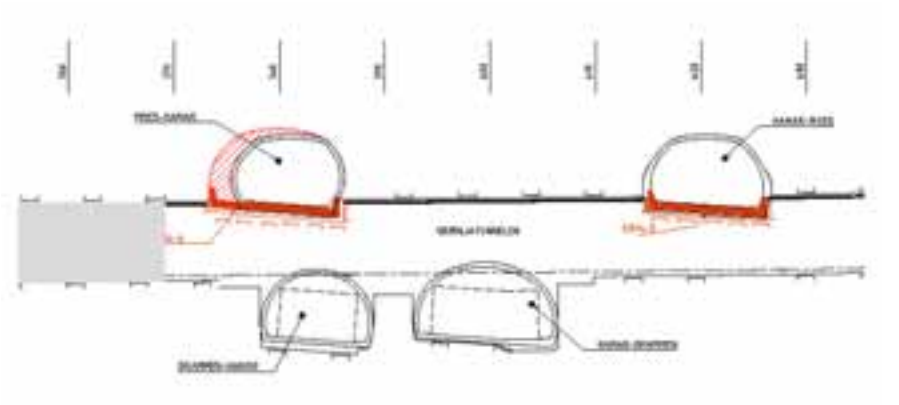


Fig 15.1-8 Snitt tunnelsystem.

Som figuren over viser treffer hengen på Grønliatunnelen inn i siden på bruen. Bruen står på neoprenlager. Det var derfor svært viktig at bruene ikke ble påvirket av sprengningen. Gjennomslagssalven inn mot bruene ble derfor nøye gjennomtenkt. Salven ble skutt uten at det oppsto skade på bru, vegbane eller vann- og frostsikring.

Ved hver salve ble tunnelen stengt for trafikk. SvRø var til stede med kontrollører inne i rampene. Dette for å sjekke at tunnelene var uskadet og gi klarsignal for at trafikk kunne settes på igjen. I starten ble salvene skutt mellom 22:00 og 23:00 om kvelden. Dette fordi man på natten kunne kjøre 2-veis trafikk i den andre tunnelen. Dette ga AF og SvRø bedre tid til å gjøre inspeksjoner av vann- og frostsikring og fjellet bak denne.

Ved stengning på dagtid fikk AF bare lov til å stenge trafikken i 5-10 minutter. Dette var ikke nok tid til å gjøre annet enn en enkel kontroll av hvelv og heng før trafikk ble satt på igjen.

Fig 15.1-9 Gjennomslagssalve inn mot bru

Bruen krysser Grønliatunnelen på skrå. Gjennomslagssalven kom derfor skjevt inn mot denne. Hovedprinsippet i bore og ladeplanene ved gjennomslagssalvene var derfor å bore mange hull i området hvor det skulle bli gjennomslag. Det ble boret med konturavstand på 35 cm. Annen hvert hull ble boret gjennom. Hullet i mellom ble holdt tilbake ca 0,75 m. Ved å gjøre det på denne måten hadde man hele tiden kontroll på at man ikke ladet for nært konstruksjonene. I områder hvor ladede hull var helt inn til landkar og bærende konstruksjoner ble det benyttet rørladninger. Ellers i all sprengning ble det benyttet LP-tennere og slurry.

Fig 15.1-10 Bildet viser stuffen etter første salve under bru. Neste salve er ladet.

Salvene under bruen ble boret med standard kutt og sidestross i nedre salve. Dette ble gjort for å sikre oss at det ikke oppstod løft av bruen og at alt trykket gikk nedover.

Neste utfordring ble gjennomslag inn i hovedløpet på Ekebergtunnelen. Denne ligger på et lavere plan. Vann- og frostsikringen var bare revet ca 15 m til hver side av Grønliatunnelen. I tillegg måtte asfalt og vegbane beskyttes. Før sprengning i gjennom fylte AF opp ca 1 m med sprengt stein over vegbane. Hengen ble videre strosset ned og benyttet som vegbane for videre tunneldrift. Se neste figur.

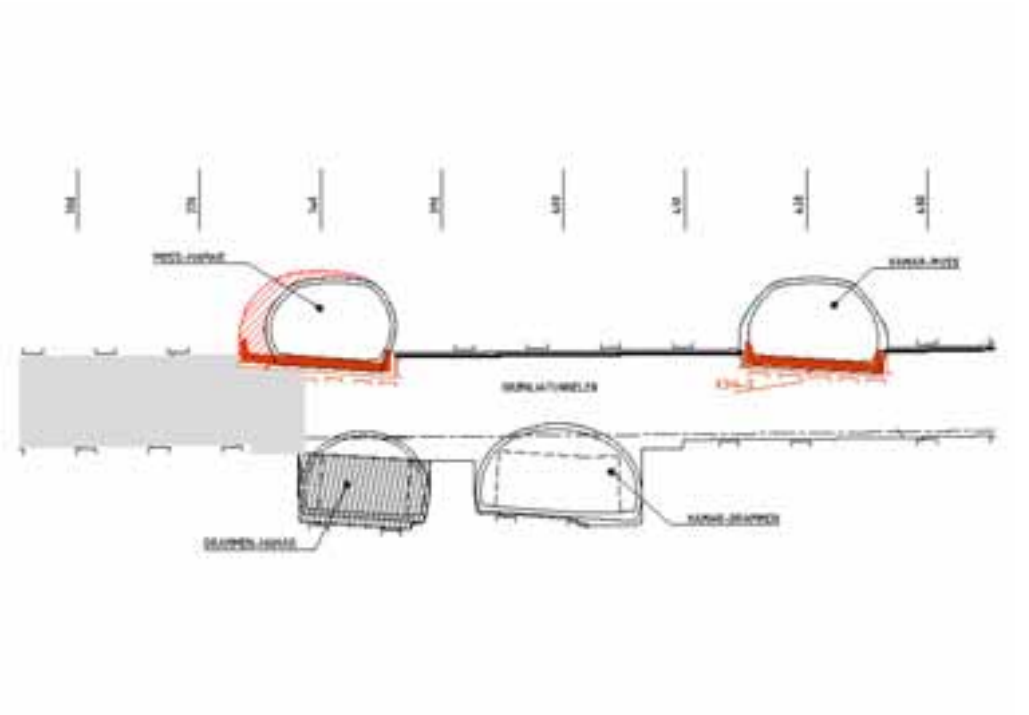


Fig 15.1-11 Driving under bru og fylling av stein i nedre Ekebergtunnel.

Fig 15.1-12 Bilde fra Grønliatunnelen inn mot hovedløp i Ekebergtunnelen. Trafikkert bru sees i overkant av bilde.

Etter gjennomslag i Ekebergtunnelens nedre løp ble gassutviklingen fra sprengningen en ekstra utfordring. Trykket fra sprengningen gikk opp i tunnelene over. Dørene i SOS-stasjoner åpnet seg når salven gikk av og fugene i veggelementene løsnet. For at ikke glassene i SOS-stasjonene i trafikkert tunnel skulle bli ødelagte måtte nå dørene holdes åpne under sprengningen.

Fig 15.1-13. Grønliatunnelen ferdig sprengt under første bru. Kryssende Ekebergtunnel er delvis passert.

Neste utfordring var å sprenge mellom hovedløpene i nedre plan. Det var spesielt viktig å bevare stabben mellom løpene. Denne hadde en bredde på ca 4 m og skal fungere videre for festing av vann- og frostsikring. Stabben ble derfor boltet godt før sprengningen startet. Det er satt stålkjernepeler i denne delen for bæring av landkaret til bruen. Neste figur viser hvordan tunnelen er sprengt gjennom stabben og inn i neste løp. Fig 15.13 viser stuffen før første salve inn i stabben.

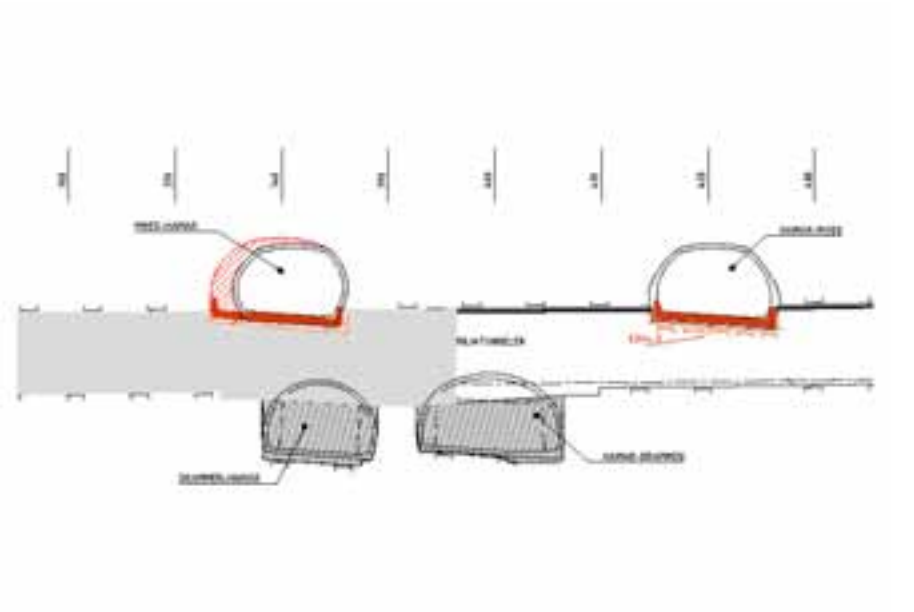


Fig 15.1-14 Grønliatunnelen er drevet gjennom stabbe mellom nedre Ekebergtunneler.

Grønliatunnelen ble drevet videre etter samme prinsipp. Arbeidet med å krysse Ekebergtunnelene ble utført i løpet av 3 uker. Det var da drevet ca 70 meter med tunnel med forsiktig sprengning uten skade på bruer eller vegbane i trafikkert tunnel.

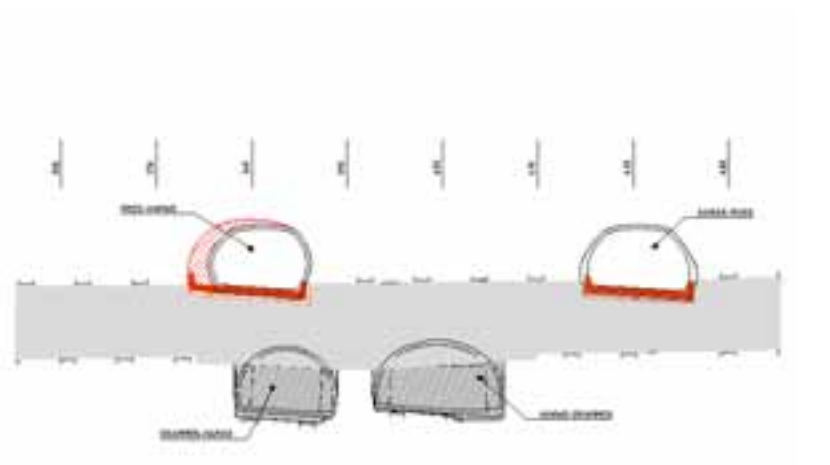


Fig 15.1-15 Grønliatunnelen drevet gjennom krysningsområde

I skivende stund pågår arbeider med å bygge bru i Grønliatunnelen over hovedløpene i Ekebergtunnelen. Bruen fundamenteres på fjell og stålkjernepeler. Videre støpes bruen på fjellmassene som ennå ligger i tunnelen. Disse lastes ut etter at bruen er ferdig bygd.

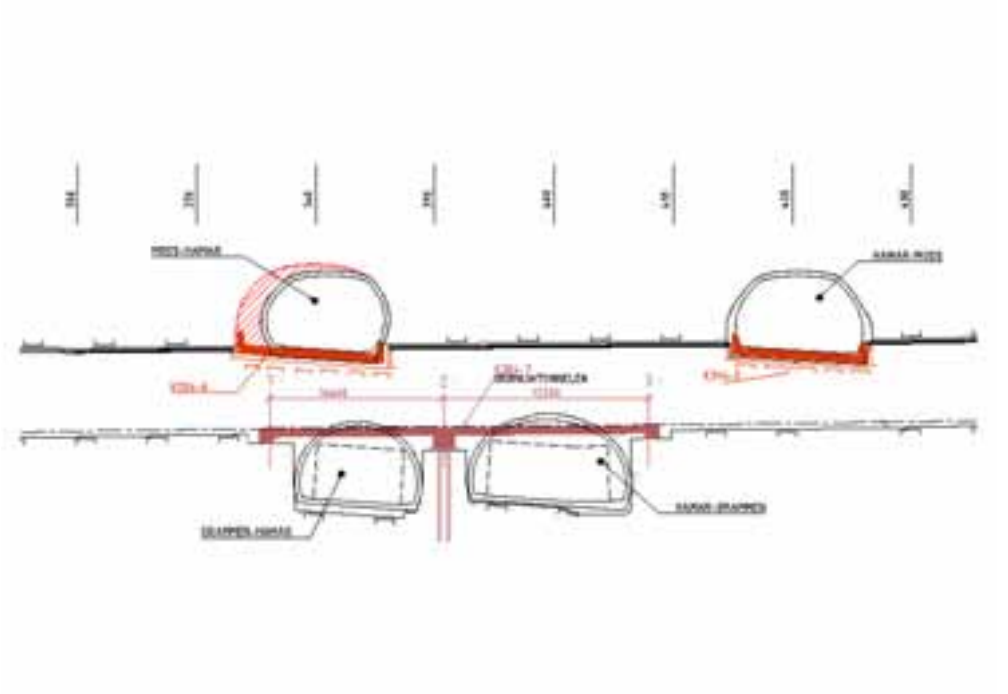
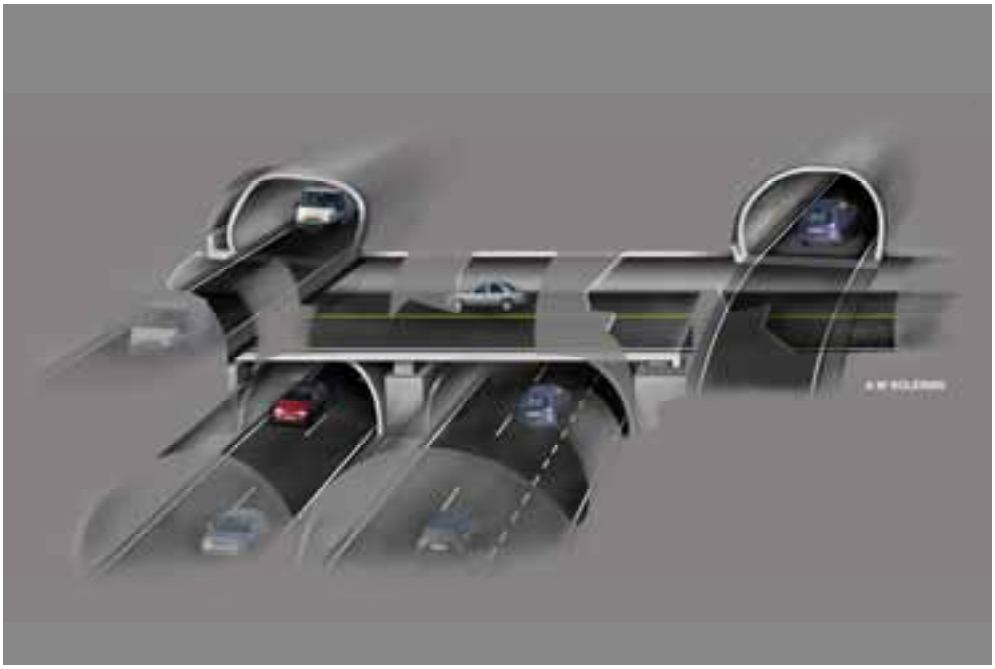


Fig 15.1-16 Figuren viser hvordan bruen bygges over Ekebergtunnelene.

I Både Grønliatunnelen og Ekebergtunnelene blir det montert veggelementer og vann- og frostsikring over bruene. Bruene blir derfor ikke spesielt synlig etter at trafikken er satt på alle tunneler. I Grønliatunnelen og nedre løp av Ekebergtunnelene vil de kryssende bruene bli synlig over kabelbruen.

På grunn av trafikkavviklingen i hele Bjørvikaprosjektet vil det ikke bli satt på trafikk på Grønliatunnelen og nedre del av Ekebergtunnelene før 2010. Neste bilde viser ferdig vegsystem i krysningsområde.



Bilde 15.1-17 3D-visualisering av tunnelsystem i 3 plan.

Ut over de sprengningstekniske utfordringene som nå er gjennomgått var det også geologiske utfordringer på hver side av denne krysningen.
Tunnelen gikk gjennom en sone med leirholdige slepper. I dette området er det montert armerte sprøytebetongbuer med en innbyrdes senteravstand på ca 1,0 m.

Det ble gjort testforsøk med Ø20 armeringsjern mot normalt Ø16. Disse ble levert valsede i riktig radius. Det ble montert både enkeltarmerte og dobbeltarmerte buer. Begge deler fungerte tilfredsstillende. Det er i tillegg støpt en drager i bunn for bæring av buene.
I utslagsområdet var det en del Alunskifer som er sikret med spilingbolter og armerte sikringsbuer.

15.2 ERFARINGER FRA APENESFJELLET

Prosjektleder Åsmund Hansen, AF Skandinavia AS avd. AF Anlegg Underjord
Anleggsleder Roger Gården, AF Skandinavia AS avd. AF Anlegg Underjord

15.2.1 Innledning

Apenesfjellet Parkeringsanlegg ligger i Fredrikstad og vil være en av to underjordiske parkeringsanlegg i byen når anlegget står ferdig ved årsskiftet 2009/2010. Hensikten med prosjektet er i følge reguleringsplanen å gjøre de sentrumsnære gatene om til miljøgater, redusere antall parkeringsplasser i gatene, og kanalisere privatbiler inn i de to parkeringsanleggene.

Anlegget har en lang og broket forhistorie, og var i 2005 ute som totalprosjekt og med Skanska som eneste tilbyder. Prosjektet ble imidlertid ikke igangsatt da kostnadene lå høyere enn det bystyret hadde bevilget til prosjektet. Høsten 2007 ble prosjektet sendt ut på ny tilbudskonkurranse. Denne gang valgte byggherren delte entrepriser som gjennomføringsmodell, og 1. etappe var grunn- og sprengningsentreprisen. Bystyret hadde økt bevilgningen i prosjektet til 120 MNOK.

Tilbudsfrist var 01.11.07. Etter forhandling ble kontrakt tildelt AF Skandinavia AS i februar 2008, og fysiske arbeider ble igangsatt primo april i år. Pr. medio november 2008 har prosjektet en ferdiggrad på ca. 55%, og entreprisen ventes ferdigstilt i mars 2009.

15.2.2 Engasjerte hovedaktører

Følgende aktører er engasjert direkte i prosjektgjennomføringen:

- Fredrikstad Kommune — Prosjektledelse og naboforhold
- Cowi AS — Prosjektering og byggeledelse
- GeoVita — Ingeniørgeologi, byggherrens rådgiver
- AF Skandinavia AS — Totalentreprenør sprengnings – og sikringsarbeid
- Multiconsult AS — Entreprenørens rådgiver innen ingeniørgeologi, vibrasjonsmålinger, besiktigelser mm.

15.2.3 Geologi og generell beskrivelse av anlegget

Apenesfjellet er en fjellkolle avgrenset av St. Olavs gt (RV 110) i øst, St. Croix gt i syd og sydvest, Torbjørns gt i vest og Arne Stangebys gt i nord. Kollen reiser seg opp til 14m over omkringliggende terreng.

Bergarten er en homogen Østfoldgneis med innslag av ganger av pegmatitt og diabas. Fjellet har moderat oppsprekking og er iht Q – metoden klassifisert som meget godt fjell. Fjellet er gjennomsatt av 3 sprekkesystemer, 2 nær vertikale sprekkesystemer og 1 horisontalt.

P – anlegget består av 3 haller med bredde 18 - 20m og lengder varierende mellom 149 og 165m. Avstanden mellom hallene er 12m. Anlegget får to hovedadkomster, hhv fra St. Croix gt og fra St. Olavs gt. (RV 110). I tillegg planlegges det en gangadkomst.

Fjelloverdekningen varierer mellom 9 og 13m, men er vesentlig mindre ved påhuggene. Den lille overdekningen er akseptert basert på fjellets gode egenskaper, og er nødvendig pga adkomstforholdene.

Bilde 1 Plassering av parkeringshuset i Apenesfjellet

15.2.4 Naboforhold og omgivelsenes oppfatning av prosjektet

Det er i særlig grad beboerne over anlegget som blir sterkest berørt av anleggsarbeidene. Beboernes holdning varierer derfor fra relativ sterk motvilje til skeptiske. Motstanden må nok også ses i sammenheng med at flere av beboerne føler seg overkjørt av kommunen under behandling av reguleringsplanen. Sannsynligvis oppfattet de færreste hva som skulle bygges før det var for sent, og da de ønsket omkamp om reguleringen ble dette avslått. I dag har de fleste akseptert at anlegget vil komme, og motstanden retter seg mer mot de konsekvenser anlegget har for beboernes mulige bruk av undergrunnen samt problemstillinger rundt skader på hus og eiendom. Det er etablert en velforening som er i aktiv dialog med kommunen og entreprenøren. Velforeningen har dessuten engasjert advokat for å ivareta diverse

Bilde 2 Riggplass sett fra byggeplasskontor i St. Croix gt. Påhugg er ved enden av gjerde til høyre og til venstre er bygget med

problemstillinger knyttet til utbyggingen. Advokaten har igjen knyttet til seg ekstern teknisk kompetanse for å se på prosjekteringsmessige forhold og selve gjennomføringen av prosjektet.

Holdningene til prosjektet er ellers at omgivelsene blir mer positive jo lengre vekk fra anleggsplassen de bor. De fleste merker prosjektet på at St. Croix gt er innsnevret da halve gatebredden utgjør entreprenørens riggplass.

Media har stor fokus på prosjektet både fordi Velforeningen er aktiv, men også fordi prosjektet er synlig i bybildet, og ligger tett inn på veier som har veldig stor trafikk.

15.2.5 Byggherren – Fredrikstad Kommune

Kommunen har engasjert Cowi AS som byggeteknisk konsulent og de forestår også byggeledelse. Ingeniørgeologien er ivaretatt av GeoVita, mens prosjektledelsen ivaretas av kommunen selv. Det er dessuten etablert en nabokontakt som formidler informasjon til og fra prosjektet. Nabokontakten sender ut informasjonsskriv med jevne mellomrom som orienterer om status i prosjektet, og som tar for seg temaer som har vært oppe i perioden. I tillegg er det etablert formell kontakt mellom Velforeningen og prosjektet hvor det avholdes kontaktmøter etter behov. Til slutt er det også etablert en mulighet for å avholde informasjonsmøter hvor alle kan møte. Til nå er det avholdt 3 møter med Velforeningen og 2 informasjonsmøter for alle interesserte. Prosjektet figurerer jevnlig i byens aviser, og det har vært flere reportasjer både i radio og TV, så vel i lokalsendinger som riksdekkende.

Det relativt omfattende kommunikasjonsopplegget som er etablert har vist seg nødvendig og fungerer tilsynelatende godt for alle involverte parter. Tonen i møtene er frisk, men er saksorientert, og det er etablert gjensidig respekt og tillit slik entreprenøren ser det. Således er det frihet til å ta opp det meste i møtene. Kommunen skal ha ros for måten dette er organisert og gjennomført på. Velforeningen og beboerne skal ha ros for at de er opptatt av sak, ansvar og rettigheter, og ikke retter noen form for frustrasjon mot entreprenøren.

15.2.6 Rammebetingelser og forutsetninger

Byggherren hadde i tilbudsdokumentene satt opp flere kriterier som skulle legges til grunn for gjennomføringen av sprengningsarbeidene. Av interesse i denne sammenheng kan nevnes:

- Arbeidene skal gjennomføres som en totalentreprise for sprengning og sikring, men sikringsarbeidene skal avregnes etter faktiske mengder
- Arbeidene skal gjennomføres innenfor de støygrenser som er gitt iht ”Forskrifter om begrensning av støy”, tabell 1 (Tillegg til helseforskriftene for Oslo by).
- Sprengning kan kun foretas mellom kl 07.00 og kl 21.00 mandag til fredag.
- Sprengningsarbeidene skal følge bestemmelsene i NS 8141.
- Entreprenøren skal etablere et opplegg for registrering av rystelser
- Byggherren foretar bygningsbesiktigelser som skal overtas av entreprenøren

På tilbudsstadiet var det ennå ikke gitt rammetillatelse for prosjektet. Denne ble innsendt samtidig med at tilbudene ble levert. Forholdet til naboer og støy ble presisert i den endelige

rammetillatelsen, og det ble her satt som premiss at arbeidene skulle følge ”Retningslinje for behandling av støy i arealplanlegging, T -1442”. Som konsekvens av dette er arbeidstiden begrenset fra kl 07.00 til kl. 19.00. Utenom disse tidspunkter tillates kun ”stille” arbeid. Lørdager tillates kun ”stille” arbeider.

Bygningsbesiktigelsene ble utført av firma engasjert av Fredrikstad Kommune, og rapportene ble oversendt til kommunen og den enkelte beboer samt til entreprenøren. Etter gjennomgang ble det etter anbefaling fra Multiconsult besluttet å foreta stikkprøver på rapportene. Etter disse stikkprøvene anbefalte vi å foreta nye besiktigelser fordi den type skader som ofte blir tema knyttet til sprengningsarbeider ble funnet å være underrepresentert i rapportene. Det ble derfor besluttet å kjøre nye besiktigelser som supplement til de som allerede var avholdt.

Boligmassen på Apenesfjellet består for en stor del av eldre hus. Mange av husene er oppført i perioden 1880 til 1920, og flere av disse er bygd etter et meget spesielt byggeprinsipp – de såkalte knubbehusene. Dette er hus som er bygd opp med vegger bestående av plankerester og leire. Husene er i varierende vedlikeholdsmessig standard, fra mindre bra til god. I tillegg ble det identifisert at enkelte hus hadde spesielle gjenstander eller konstruksjoner som førte til at det ble besluttet å fastsette grenseverdier for tillatt rystelse på hvert enkelt hus. De aller fleste husene ligger med gråsteinsmurer direkte på fjell, og de fleste er uten kjeller. Avhengig av kvalitet og innhold ble husene derfor gruppert i 4 kategorier:

- Grenseverdi v = 35mm/s for særlig utsatte hus
- Grenseverdi v = 45mm/s for noe utsatte hus
- Grenseverdi v = 50mm/s for mindre utsatte hus
- Grenseverdi v = 70mm/s for hus av alminnelig god standard

15.2.7 Måleopplegg for vibrasjonskontroll

I utgangspunktet var det lagt opp til å benytte 8 rystelsesmålere som skulle flyttes rundt etter som sprengningsfronten flyttet seg. På grunn av bygningsmassens tilstand og den generelle skepsis til prosjektet, er måleopplegget utvidet til i alt 16 målere. Noen av målerne står permanent på de mest utsatte boligene, mens andre flyttes rundt som forutsatt. For å få et innblikk i dempningsforholdene, er det også satt opp noen målere utenfor kjerneområdet. Måleopplegget administreres av Multiconsult AS, og alle data overføres til en server i Oslo. Entreprenøren får øyeblikkelig tilbakemelding på måleresultatene fra sprengningene når avlest verdi > 2mm/s. Målere og geofoner blir systematisk sjekket av entreprenøren eller av personell fra Multiconsult. Måleresultatene sendes både til byggherre, ingeniørgeolog og entreprenør.

Det benyttes både målere som viser toppverdi og målere med tidsforløp. Frem til 01.11.08 er det foretatt totalt 2684 registreringer fordelt på ca 300 salver.

15.2.8 Forhold mot naboer

Før sprengningsarbeidene ble startet opp ble det avholdt et informasjonsmøte hvor alle berørte naboer var invitert. På møtet ble det gitt en generell orientering om hvordan beboerne ville oppleve sprengningene, og hvordan de ville merke støy fra andre operasjoner som boring, pigging, lasting med mer. Det ble videre opplyst om at beboerne kunne melde seg på for å få automatisk varsling forut for hver sprengning. Følgende omtrentlige data kan oppsummeres:

% –vis andel av inviterte beboere som deltok på møtet:	ca. 50%
% - vis andel som har tegnet seg for automatisk varsling:	ca. 10%

Fredrikstad Kommune opprettet tidlig en beboerkontakt. Dette har gjort at spørsmål og eventuelle klager fra naboene gikk rett til byggherren og ikke entreprenøren. Fredrikstad Kommune har her gjort en meget god jobb slik at beboerstøy mot entreprenør knapt er merket.

15.2.8 Erfaringer fra anleggsdriften

Riggområde

Riggområdet AF hadde disponibelt var 9 meter bredt og 80 meter langt. Utfordringene med dette var logistikken av utstyret. Utstyret som skulle benyttes først måtte stå fremst, det gikk ikke å kjøre forbi hverandre. Dette var meget krevende de 3 første månedene til deler av hall1 var ferdig sprengt.

St.Croix gt. var totalt ca. 18 meter bred. Siden trafikken måtte gå uten stans hele dagen og vi hadde ca. 12 meters bredde disponibelt, så går alle arbeider veldig sent. I rushtrafikken måtte begge filene være åpne og da kunne ikke boring pågå.

Sprengt stein fra hele adkomsttunnelen ble opplastet i St.Croix gt. parallelt med trafikken med en Volvo L220. Dette gikk uten tilløp til uønskede hendelser. Den neste utfordringen for lastebilene var å kunne kjøre ut i St. Croix gt. mest mulig problemfritt. Selv med en ÅDT på ca 30000 gikk dette hele tiden over all forventning med neglisjerbar ventetid. Medio november var det transportert ca 2500 lastebillass gjennom byen uten at stein har ramlet av. Hjullasterførerne var hele tiden veldig nøye med å kontrollere lassene før bilen ble sendt av gårde.

Påhugg St. Croix gt.

Dette ligger 3m fra veikanten. Tverrsnittet er ca 55m2, og overdekningen er ca 3m økende til 9m ned i første hall. Lengde fra veien til nærmeste hall er 56m. Rett over gata ligger et kontorbygg med glassfasade.

Bilde 3 Viser påhugg St. Croix gt. hvor dekningsrammen er under oppbygging. Konturen er angitt med rød spray på fjellet, og viser at overdekningen er beskjeden.

For å unngå sprut og redusere luftsjokket på glassfasaden, ble det besluttet å gå inn med minimumstverrsnitt og bygge en sprutsikringskonstruksjon foran åpningen. I tillegg ble det kjørt ned et kuttskjold som skulle sikre at kutten ikke ble kastet ut i gata.

Sprutkonstruksjonen bestod av et stålfagverk som ble boltet fast i fjellet. På dette ble det hengt opp 2 - 3 lag med tunge maskinmatter og fiskenot som utvendig sikring mot at småfliser skulle slippe gjennom. På siden av konstruksjonen ble det montert opp matter som skulle stå inntil tverrsnittet ble strosset ut til fullt tverrsnitt. Det ble benyttet hjullaster Volvo L90 med kranarm til å henge opp og ta ned 10 – 12 skytematter for hver sprengning. I tillegg ble nota trukket for som en gardin. I bygget som ligger tvers over gata var det 6 etasjer med kontorer. De fikk daglig beskjed pr sms 15 minutter før sprengning. De hadde da fått forhåndsvarsel, og da sirenen startet, evakuerte de kontorene. Tilbakemeldingen fra personalet var at dette fungerte meget bra.

Det ble benyttet korte salvelengder og tverrsnittet ble delt i flere deltverrsnitt. For ikke å stenge trafikken i St. Croixgt. (hvilket var umulig pga kollektivtransporten), benyttet vi en Atlas Copco M2 rigg. Etter hvert som vi kom innover ble salvelengder økt og deltverrsnitt redusert. Samtidig ble også tverrsnittet økt.

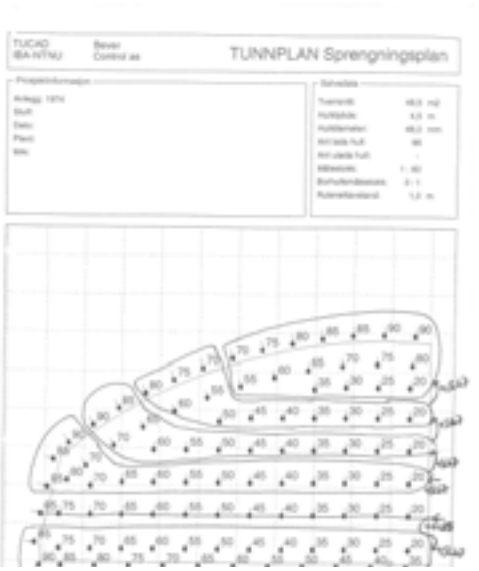
Bilde 4 Det bores søm i konturen med Atlas Copco M2. Riggen var oppstilt slik at kollektivtrafikken kunne passere også mens boring pågikk.

I adkomsttunnelen var utfordringen å ha kontroll over steinsprut og luftstøt mot glassfasaden. Grenseverdien for tillatt luftstøt var satt til 100 Pa. Sprengningsarbeidene ble gjennomført uten sprut og uten skader på glassfasaden over gata. Etter at tunnelen var sprengt inn til nærmeste parkeringshall, ble tverrsnittet ut mot dagen strosset ut til fullt tverrsnitt fra innsiden. Også dette forløp uten uhell av noen art.

Bilde 5 Matter henges på dekningsrammen. Not kan trekkes over mattene når de er hengt opp.

Parkeringshaller og tverrforbindelser

Når vi kom inn i parkeringshallene byttet vi ut den lille boreriggen med en Atlas Copco L3C. Prinsippet for sprengningen er tradisjonell for denne type arbeid. Det etableres en pilot med tilpasset tverrsnitt som strosses ut til fullt tverrsnitt 3 – 4 salvelengder bak piloten. Avhengig av rystelsesforløpet var vi forberedt på å variere salvelengdene fra 5 til 2m og deling av tverrsnitt fra 2 til 4. Samtidig skulle det etableres så mange stuffer som mulig for å få fleksibilitet i driften og få utnytte boreriggen mest mulig (se skisse). Pga den begrensede overdekningen var det lagt opp til ett – hulls – tenningssystem med oppdeling i blokker med intern forsinkelse. Det benyttes slurry - sprengstoff og ladningsenheten gir god kontroll på mengde sprengstoff i hullene.



Bilde 6 Typisk strossplan ved 2 delt tverrsnitt inne i hallene.

Det benyttes konturhullavstander som varierer mellom 500 og 700mm, og antall hull i salvene varierer med tillatte grenseverdier for vibrasjoner og de løpende erfaringene som kontinuerlig rystelseskontroll gir. Generelt kan det opplyses at antall hull i en hall med tverrsnitt på ca 86m2 varierer fra ca 210 til 300 hull.

Den sprengningstekniske utfordringen i hallene var å kunne sprenge størst mulig salver. Etter hver sprenging ble salvene nøye kontrollert mot ladningsmengde pr. intervall, overdekning /avstand til geofon og bygning, bor- og tennplan og kurveforløp for å optimalisere salvene mest mulig. Medio November var det sprengt ca. 300 salver og det er utfylt salveplan og rapport for samtlige.

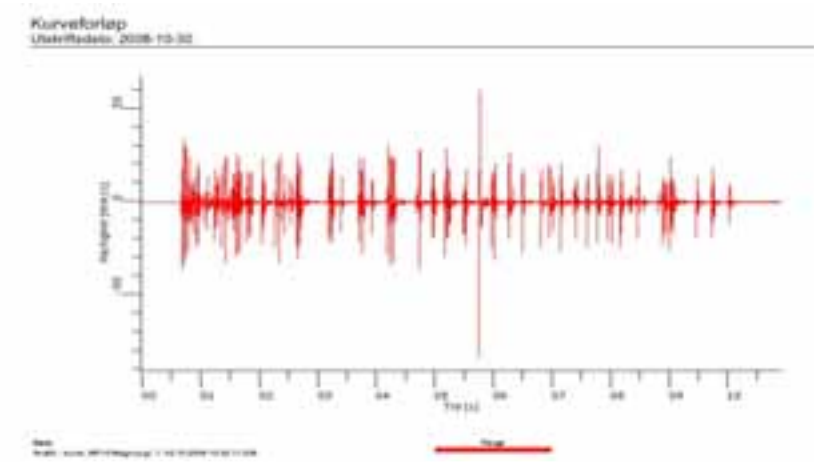
Det har ellers vist seg at 2 av sprekkesystemene inneholder svelleleire. Disse sonene gir forskjelligartet utfall hva angår rystelser. Dels kan de gi utslag langt utover forventet verdi og dels avskjærer de rystelsene slik at 2 målere med samme avstand fra sprengningsstedet har vidt forskjellig måleverdi. Et annet karakteristisk trekk er at det gjerne er ett eller maks to hull som gir ekstremutslag, mens de øvrige hullene svinger rundt forventningsverdien, godt under grenseverdien. To helt identiske salver med tilnærmet lik avstand mellom stuff og geofon har gitt vesentlig forskjellig utslag. Den ene har gitt vibrasjoner rundt 20mm/s, mens den andre har gitt vibrasjoner >200mm/s. Igjen er det kun ett hull som har gitt denne verdien, mens resten av salven ligger på forventningsverdien. Sprekkesonene har bydd på større problemer enn hva alle involverte hadde forestilt seg, og det har ikke vært sammenheng mellom beregningsmessig forventet rystelse og hva som er registrert som enkeltutslag på ett tennernummer. Slike utslag har vi fått selv der hvor vi har vært nede i ca 1,5 kg pr. tenner.

Pr. 01.11.08 er det sprengt 300 salver og foretatt totalt 2684 registreringer på bebyggelsen over anlegget. Som det fremgår av nedenstående tabell har vi dessverre ikke klart å holde oss innenfor grenseverdiene for alle salvene. Imidlertid er det kun en enkelt eller to tennere som har gitt disse utslagene på de salvene som har overskredet tillatt grenseverdi.

Hastighet [mm/s]	0 - 35	35 - 70	70 - 100	100 - 200	> 200
Antall registreringer	2494	129	33	22	6
Prosent av antall	92,9 %	4,8 %	1,2 %	0,8 %	0,2 %
Totale registreringer	2684				

Tabell 1 Antall målepunktregistreringer pr. 01.11.2008.

I figuren nedenunder er det vist et typisk eksempel hvordan vibrasjonsutslagene kan fordele seg.



Bilde 7 Kurveforløp av en strossalve.

I partier hvor sprekkesonene er mindre utviklet eller hvor det ikke er registrert svelleleire, viser måleresultatene vibrasjoner godt under grenseverdiene. Her har det derfor vært mulig å øke salvelengdene uten at rystelsene har blitt et problem.

Med et såpass tett måleopplegg har vi også relativt god kontroll på dempningseffekten, og det gjør oss i stand til å ha en sikker antakelse av rystelsesnivået på boliger selv om de ikke har egne målere.

Sikringsarbeider

Selv om bergmassivet i seg selv er godt, er sikringsomfanget blitt større enn hva prognosen tilsa. Dette skyldes først og fremst at det er funnet til dels aktiv svelleleire på flere sprekker, både i de vertikale systemene og i det horisontale. Fra før var det stipulert med systematisk bolting i hengflater. Boltemønsteret er her blitt fortettet, og man har valgt å gå opp på boltedimensjonen på de lengste boltene. I tillegg til bolting påføres fjellet fiberarmert sprøytebetong.

Bilde 8 Påføring av sprøytebetong etter innsetting av permanentbolter

Det tas ut leirmateriale fra de sprekkesonene som inneholder leire for å måle svelletrykk og aktivitet. Med resultatene fra disse prøvene, bestemmes særskilte sikringstiltak her. Det avholdes jevnlig geo – møter hvor både byggherrens og entreprenørens geolog deltar, og hvor sikringstiltak og metodikk avstemmes. I tillegg føres det god kontroll med å registrere og dokumentere utført sikring. I sum er det derfor et solid opplegg for å sikre at anlegget blir sikret på en god måte.

15.2.9 Naboforhold

Rystelser

Som tidligere nevnt var de fleste naboene skeptisk til eller helt imot prosjektet før det ble startet opp. I byggeperioden har beboerne brukt mest energi mot kommunen, mens de henvendelser vi har mottatt har i det store og hele vært relatert til konkrete forhold. Med svært få unntak har tonen vært god. Som vanlig merker vi at slitasjen øker med tiden, og den oppmerksomhet som er viet prosjektet og sider ved dette, har nok også påvirket de som fra først av ikke gjorde noe av seg. Således er klagesakene økt etter som tiden skrider frem, men de fleste av disse er relativt beskjedne.

På grunn av den spesielle bygningsmassen på Apenesfjellet oppsto det tvil omkring brannsikkerhet og ildsteder hvor det kom et ønske til kommunen om at dette måtte kontrolleres. Dette medførte at arbeidene ble stanset i 1,5 uke mens feiervesenet og Multiconsult gjorde sine undersøkelser. Det ble ikke funnet forhold som kunne relateres til sprengningsarbeidene, og det ble gitt 6 pålegg om utbedring på branntekniske forhold.

Det er kommet inn ca 40 skademeldinger som blir behandlet fortløpende av en egen arbeidsgruppe utenfor prosjektet. Noen boligeiere har sendt inn flere skademeldinger slik at antall beboere som har meldt inn klage er under 30. Noen av disse bor også utenfor Apenesfjellet. Tilbakemelding på tilsendte skademeldinger er under utsendelse i disse dager.

Det har vært overraskende få klager på selve opplevelsen som en tunnelsalve gir. Det er her særlig personer som er hjemme på dagtid eller som er i spesielle situasjoner som har meldt inn at

dette er ubehagelige opplevelser. Sammenliknet med et tilsvarende prosjekt i Moss, har dette forholdet vært uproblematisk, og beboerne har utvist stor tålmod.

I tilknytning til rystelser og innsending av klager, er det også kommet opp spørsmål om skader direkte kan henspeiles til rystelser. Med ett unntak nær, er det ikke påvist en slik direkte sammenheng. Dette kan ha flere årsaker hvorav en er at det er praktisk vanskelig å foreta inspeksjoner umiddelbart etter sprengninger. Dette kan dels skyldes at beboerne ikke kjenner til at de bør eller skal foreta slike inspeksjoner, dels er de borte når sprengningene foretas, og dels har vi ingen tradisjon for eller krav til at inspeksjoner skal foretas etter hver sprengning.

Støy

I begynnelsen var det en del oppmerksomhet omkring dette forholdet, og det ble derfor satt opp en støymåler overfor tunnelmunningen. Generelt viste resultatene at bakgrunnsstøyen fra St. Croix gt er like sterk som anleggsstøyen, selv om støy fra lasting av og til ga utslag. Det ble også opplevd som negativt hvis anleggsmaskiner ble startet før kl 07.00 selv om de ikke ga mer støy enn bakgrunnsstøyen. Her var det tydelig det ukjente ved lyden som avstedkom reaksjoner, kanskje kombinert med en viss motstand til selve tiltaket. Det kan vel også nevnes at vi til tider fikk ansvar for all mulig støy, selv om støykilden kom fra annet hold, inkludert håndverkere enkelte beboere hadde engasjert selv. Etter hvert som vi kom inn i anlegget og maskiner og aktiviteter foregår her, har slike klager tatt slutt.

Med den svært begrensede overdekningen hadde vi ventet stor oppmerksomhet omkring strukturoverført støy. Boring og pigging 10 – 12m under boligene merkes godt, og tilbakemeldingene fra de som oppholder seg hjemme på dagtid er også at dette er slitsomt. Likevel har beboerne vist stor tålmodighet også her, og mange oppgir at det gir avkobling å gå ut eller ta en tur på byen. Frem til nå har vi hatt lite problem med dette. Erfaringen fra tidligere tyder også på at reaksjonsmønsteret forandres vesentlig om aktiviteter pågår etter kl 19.00 om kvelden og ikke minst om arbeid pågår etter kl 22.00. Dette gjelder uavhengig av om det beregningsmessig kan påvises at man tilfredsstiller støyforskriftene eller bestemmelsene i T – 1442.

Eiendomsrett til undergrunnen

Dette er ikke et forhold som berører oss som entreprenør, men som er blitt et forhold mellom kommunen og beboerne. Beboerne mener de er fratatt en mulighet til å benytte eiendommen under bakkenivå og at eiendommen således har mindre verdi enn før tiltaket ble påbegynt. Dette ønsker de å få belyst. Velforeningen har derfor engasjert advokat som bistår beboerne i denne saken. På denne måten unngår prosjektet å bli berørt da saken diskuteres på juridisk grunnlag. Pr. i dag er dette kanskje det mest betente forhold mellom byggherren og naboene. Hensikten med å nevne dette her, er ikke å foregripe resultater eller å prosedere tidligere tilsvarende saker. Det viktigste er at dette muligens bør være et element som tiltakshavere bør vurdere ved fremtidige utbygginger hvor overdekning blir marginalisert som tilfellet er her.

15.2.10 Avsluttende kommentar

Selv om arbeidene ennå ikke er ferdige, føler vi at det er mulig å trekke noen foreløpige konklusjoner knyttet til prosjektet og gjennomføringen.

- Kommunen undervurderte motstanden mot prosjektet forut for oppstart av arbeidene
- Beboerne kom sent på banen med sine synspunkter knyttet til prosjektet
- Kombinasjonen av de to ovennevnte punktene fører til tyngre prosjektgjennomføring, og fører gjerne til fordyrelser i prosjektet
- Kommunen har nå etablert et opplegg som fungerer godt, og de er åpne i sin kommunikasjon mot beboerne. Det er derfor god stemning i prosjektet
- Den største tekniske utfordringen har vært å overholde kravene til tillatte rystelser. På grunn av spesielle forhold rundt sprekkesonene, opplever vi utilsiktede utslag som har medført overskridelser av grenseverdiene.
- Overskridelsene består i at 1 eller i noen få tilfeller 2 tennere kan gi store utslag i forhold til salva som helhet
- Nær 98% av registreringene er under tillatt grenseverdi.
- Informasjon til berørte før og under gjennomføring av sprengningsarbeider i urbane strøk er viktig og må aldri undervurderes.
- Tiltakshavere og entreprenører må forstå at sprengningsarbeider like under bebyggelse oppleves som en negativ hendelse, og må ta hensyn der det er mulig.
- Det er stor forskjell på slitasjen hos naboer der arbeidene pågår i tidsrommet kl 07.00 – 19.00 og der hvor arbeidene også utføres utenfor disse tidsrommene.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

Bygging av tunnel i løsmasse under Akersgata i Oslo.

Minerer Per Gunnar Skotåm Fjellservice Swa fjellservice@c2i.net

Sammendrag

Den norske tunneldrivemetoden med å bruke fjellet som byggemateriale under tunnelbygging, ble utfordret i forbindelse med Høegh Eiendoms ønske om å få bygget en tunnelforbindelse under Akersgata mellom byggene Akersgata 73 til Akersgata 68.
De grunnundersøkelser som ble foretatt dokumenterte at hele eller store deler av hengen i tunnellen ville bestå av morene og eller tørrskorpeleire. Der det var fjell ville det hovedsakelig være alunskifer av svak eller usikker kvalitet.
Arbeidet måtte gjennomføres uten forstyrrelse av den ordinære trafikk i Akersgata og tunnelstart var kun 2,5 meter under veibanen mot gjennomslag på motsatt kjellervegg 4 meter under fortauet.
Dette krevde ikke bare at man var forberedt på tung sikring i forbindelse med oppdukkende svake partier, men at man metodisk la an til å bygge tunnelbuen foran stuff i løsmassen ved hjelp av injeksjonsstag og cement. Massene ble pigget og sprengt i 1-2 meters lengder og bærende kontur ble opprettet ved montering av gitterbuer og påføring av armert sprøytebetong i opptil 80 cm tykkelse.

Metodikken bygget på kontinentale erfaringer, men var også utprøvd tidligere med vellykket resultat av Selmer/Skanska ved utviding av Nationalteatret stasjon under Drammensveien samt Veidekke i et parti av den nye T-baneringen ved Sinsen.

Til grunn for de dynamiske analyser lå det en numerisk analyse som presenteres under Geoteknikkdelen i morgen under pkt. 32 i programmet.

Prosjektbeskrivelsen for oppgaven ble utarbeidet av Multiconsult ved Gunnar Vik som en detaljert arbeidsbeskrivelse som i sin grundighet fortjener plass som læreboknorm for utførelse av tilsvarende oppgaver.

Summary

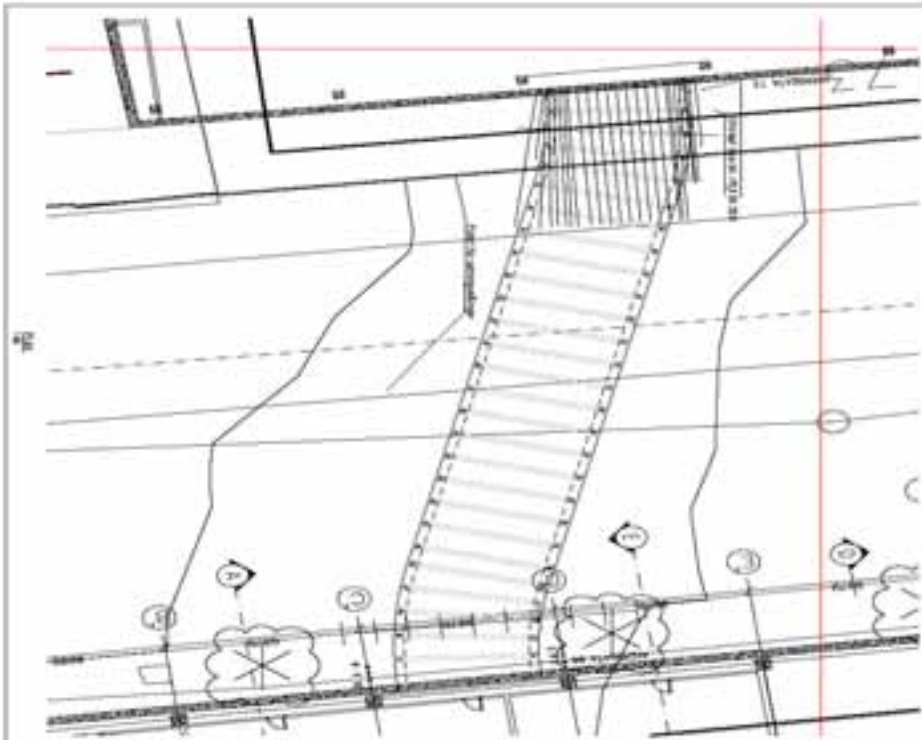
The Norwegian tunnelling method of using the rock itself as the building material for the tunnel was challenged by the demands of building a tunnel underneath one of Oslo's most busy streets-Akersgata. Investigations had documented that large parts of the top of the tunnel would be in old glacial sediments without rock support whatsoever. In the lower parts the tunnel would be supported by a weak and difficult rock-Alunskifer.

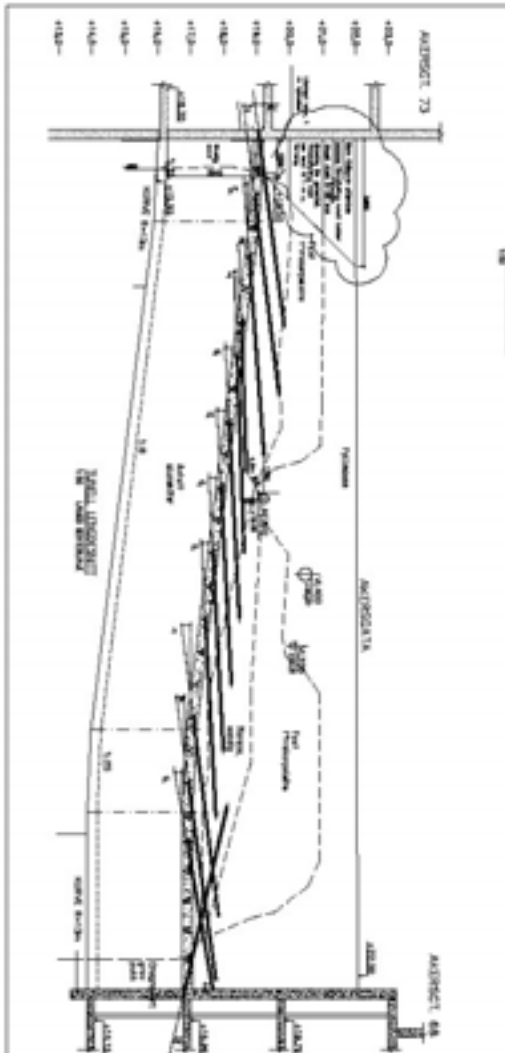
The tunnel would have to be constructed without any disturbance of the daily traffic in Akersgata- the main street passing the Norwegian government quarters.
The top of the tunnel would start only 8 feet underneath the tarmac and end 13 feet underneath the street on the opposite side..

Those challenges demanded not only to be prepared for heavy reinforcements during the building process, but a method where the prepared support of the tunnelling area in front was a part of the main routine for the whole tunnel. This was solved by spiling in front og the head of the tunnel and injecting cement through the drilling rods which doubled as spiling.

The tunnel was built by drilling and blasting, but also by use of a hydraulic hammer on an mini excavator.

The advance of the front was only 4-7 feet before strengthening the tunnel bu steel reinforcements and shotcrete.





Utførelsen fulgte til stor grad Prosjektbeskrivelsen tilpasset de konkrete forhold.

Driving og sikring av tunnelen

Drivemetode.
Tunnelen ble drevet med forbolting med injeksjonsstag satt i vifteform over taket på tunnelen. Det ble satt vifter med 4.5 til 7 m lange forbolter for hver 2 m. Viftene med forbolter overlappet hverandre slik at det alltid var tre lag med forbolter over hengen av tunnelen. Injeksjonsstagene fungerte også som bor og var hule slik at spylemiddel kunne pumpes inn gjennom staget og ut gjennom borkronen under boring. Ved innboret stag ble dette koblet løs fra bormaskinen og satt igjen som en fullt innstøpt forbolt i fjell eller løsmassen.

Ved boring i løsmasse eller veksling mellom fjell og løsmasse ble boringen av stagene gjennomført med cementsuspensjon som spylemiddel. Ved boring i fjell ble stagene boret med vannspyling og etterinjisert.
v/c forholdet varierte fra 0.75 til 0.25 (Fra vaniljesaus til romkrem for å bruke et bilde som de fleste kjenner).

Tørrskorpeleiren i hengen var såpass tett at permeabiliteten var meget liten. Den innpumpede cementsuspensjonen fylte derfor ofte kun det rommet som borkronen hadde skapt. På 30 mm stagene brukte vi 51 mm borkroner og på 40 mm stagene ble det brukt 71 mm borkroner.

Hensikten ved denne forboltingen i løsmassene var å skape en kunstig bærende heng av stål og betong over og som en del av tunnelkonturen. Lengden av stagene var tilpasset den last de kunne bli utsatt for vertikalt på tunnelaksen. Innboring til en viss lengde i løsmassene foran stuff fungerte som ett forankringspunkt. Feste av enden på staget til den oppmonterte gitterbuen var det andre forankringspunktet. Ved riktig motering kunne hvert stag på strekk ta opp laster i området 40-60 tonn.

På det meste gikk løsmassene 1 meter fra heng og ned i tunnelen (på stuff). Det var en underlig opplevelse å se at man hadde et elveleie i front som man skulle gjennom og som man samtidig skulle få til å holde oppe.
Løsmassene slapp ikke bare som forventet opp til de innborede stagene, men pga den mekaniske påvirkningen på massene ved boring av ny runde med stag slapp løsmassene noen steder helt opp til tørrskorpeleiren. Denne lå til gjengjeld som et tett lokk over det hele. Sjøl om det kunne se litt grotesk ut som bildene viser, med tanke på trafikken som gikk bare 2-3 meter over opplevde vi å ha full kontroll hele veien. Tryggheten rundt dette ble forsterket av et meget tørt miljø.
Ved større vannmengder i massen ville nok utfordringene også blitt eksponentielt større.

Så snart tunnelen ble drevet ut i 1.5 m lengde med tilstrekkelig høyde framover ble den sikret med fiberarmert sprøytebetong. Tidvis ble gitterbuene montert inn før første påføring av sprøytebetong. Gitterbuene ble levert i 3 seksjoner og montert for hver meter i tunnelen.

Påføring av sprøytebetong til endelig ferdig tunnelkontur foregikk i 3 omganger.
Første omgang var for sikring av fjell/løsmasse mot stuff for å skaffe styrke til montering av gitterbue og boring av konturkrans av injeksjonsstag.
Andre omgang var en oppbygging til 20-30 cm tykkelse og delvis innspruting av gitterbuene.
Tredje omgang var en oppbygging av tunnelen til den prosjekterte kontur med en visuell pen finish.

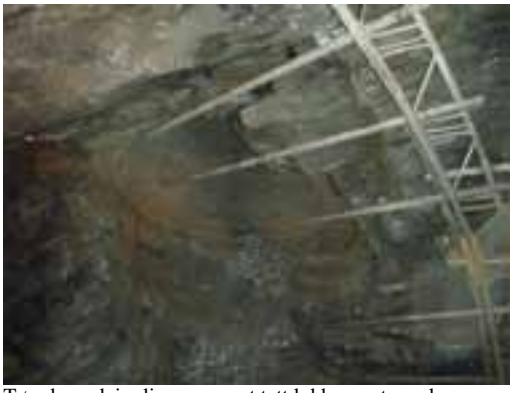
Tunnelmassene som besto av 80 prosent fjell og 20 prosent løsmasse ble tatt ut ved pigging og sprengning. Ved tilnærmet hel stuff i fjell ble det boret en salve litt over halveis fra såle og opp mot heng. Kutten ble satt lavt og lengste salve var 2.5 meter.
Oversalva ble som oftest pigget kontrollert ut med minigraver og 300 kg. hammer.
Tidvis ved løs alunskifer var det mulig å pigge hele profilet i meters lengde for innmontering av ny gitterbue.

Ved andre anledninger viste alunskiferen seg så hard at pigging var nyttesløst og sprengning måtte til. Om lag 60 % av massene på den 27 meter lange 12 m2 tunnelen ble tatt ut ved hjelp av sprengstoff.

Før start tunneldriving i kjelleren Akersgata 73. Betongveggen er kjerneboret Foto: Per Heimli

Tunneldrivingen er påbegynt. Kjellerveggen er saget og forinjeksjonsstagene er boret og injisert.
Foto: Per Heimli

Blokkstein fra morene går helt ned til 2 meter over sålen.
Foto: Per Heimli



Tørrskorpeleira ligger som et tett lokk over tunnelen
Foto: Per Heimli

Etter som vi får bygd opp med sprøytebetong begynner det å ligne en tunnel. Foto: Per Heimli

Sprengstoff må til også i Alunskifer Foto: Polly Yu

Velkommen til ferdig tunnel. Foto Trond Joelson

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

TUNNELDRIFT I EN MODERNE JUNGEL – STATUS NYTT DOBBELTSPOR LYSAKER-SANDVIKA

Tunneling in a modern jungle. New double railway tracks between Lysaker and Sandvika

Siv. Ing. E. Holsbrekken Jernbaneverket Utbygging
Siv. Ing. L. Nesje Jernbaneverket Utbygging

SAMMENDRAG

Som en del av utbyggingen av nytt dobbeltspor mellom Skøyen og Asker utvider nå Jernbaneverket fra to til fire spor mellom Lysaker og Sandvika. Største delen av denne strekningen er lagt i tunnel og det er knyttet store utfordringer til anleggsdriften for ikke å påvirke nærmiljøet mer enn høyst nødvendig. Dette stiller omfattende krav til produksjonsplanleggingen særlig på grunn av strenge støykrav på kveld og natt og omfattende injeksjonsarbeider. Prosjektet omfatter i tillegg to dagsoner med utfordringer i forhold til nærhet til spor i drift.

Strekningen skal ferdigstilles i løpet av høsten 2011 og skal da være koblet til det eksisterende jernbanenettet.

SUMMARY

As a part of the new double track between Skøyen and Asker, the section between Lysaker and Sandvika is being expanded from two to four tracks. A large part of this section is constructed under ground. The area is heavily populated and this leads to challenges regarding the local environment. The construction of the railway tunnel is subject to strict regulations and the production must be planned with care. The work on the construction site is especially influenced by the regulations regarding construction noise during the evening and night hours, and the extensive pregrouting work. As a part of the project there are construction works near tracks in operation.

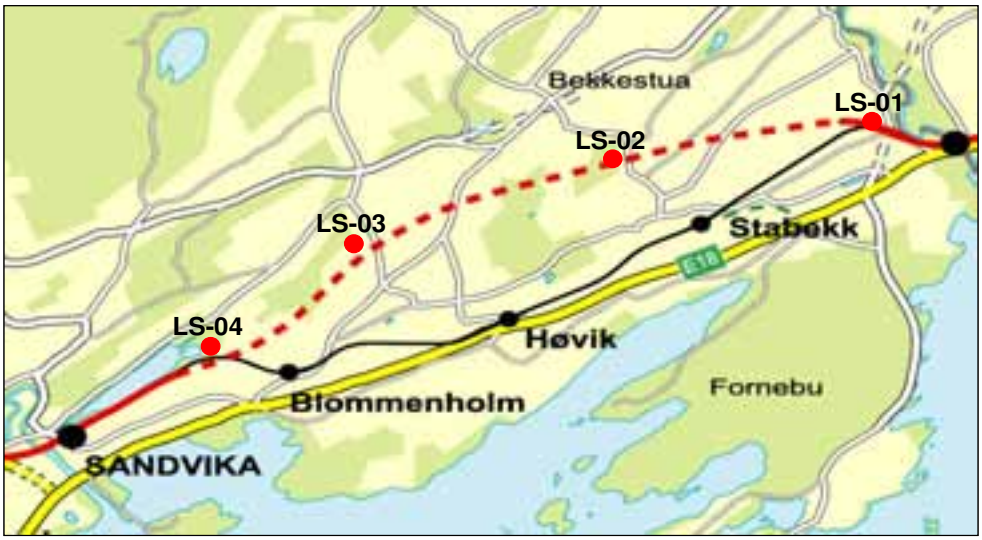
The section will be finished during fall 2011, and will then be a part of the existing railway net in Norway.

INNLEDNING

Jernbaneverket bygger i perioden 2007-2011 nytt dobbeltspor mellom Lysaker og Sandvika i Bærum kommune. Denne parsellen er en del av utbyggingen av nytt dobbeltspor mellom Skøyen og Asker. Tunnelen drives fra Lysaker og fra tre tverrslag langs tunneltraseen. Totalt

er det 8 stuffer som er i drift i løpet av anleggsperioden. I tillegg er det utfordrende anleggsdrift i dagsonene både på Lysaker Vest og Sandvika Øst.

Tunnelen blir drevet under tettbebygde strøk i Bærum kommune. Dette fører til strenge restriksjoner i forbindelse med anleggsdriften og stiller store krav til god planlegging.



Bilde 1: Oversiktskart over prosjektet.

ENTREPRISER

LS-01: Lysaker Vest
- 375 mill. kr.
- Veidekke Entreprenør AS
- Hovedtunnel, 700 meter
- Dagsone 700 meter, betongkulvert 150 meter

LS-02: Skallum
- 365 mill. kr.
- Veidekke Entreprenør AS
- Tverrslag, 420 meter
- Hovedtunnel, 1800 meter
- Rømningstunnel

LS-03: Fossveien
- 373 mill. kr.
- NCC
- Tverrslag, 250 meter
- Hovedtunnel, 1800 meter
- Rømningstunnel

LS-04: Sandvika Øst
- 498 mill. kr.
- Skanska
- Tverrslag, 60 meter
- Hovedtunnel, 800 meter
- Enkeltsporet tunnel, 400 meter
- Fjellskjæring, 750 meter
- Rømningstunnel, 140 meter

Jernbaneverket har organisert driften med full byggeledelse på hver entreprise. I byggeledelsen inngår tre kontrollingeniører som går skift slik at arbeidene i tunnelen blir fulgt opp kontinuerlig.

TUNNELDRIFT I TAKT MED KLOKKA OG OMGIVELSENE

Anleggets beliggenhet midt i et tettbebygd område fører til en rekke tiltak for å ivareta lokalsamfunnets interesser

Støy

I følge kontrakten er døgnet delt inn i tre tidsperioder i forhold til støykrav, se tabell 1.

Tabell 1: Støykrav i henhold til kontrakt (Jernbanverket, 2006).

Bygningstype	Støykrav på dagtid (LpAeq12h 07-18)	Støykrav på kveld (LpAeq4h 18-22) eller søn-/helligdag (LpAeq16h 07-22)	Støykrav på natt (LpAeq8h 22-07)
Boliger, fritidsboliger, sykehus, pleieinstitusjoner	55	50	45
Skole, barnehage	50 i brukstid (dagtid)		

Kravene som ligger i kontrakten er basert på T-1442 *Retningslinje for behandling av støy i arealplanlegging*. Dette styrer i stor grad produksjonsplanleggingen fordi støyende aktiviteter som boring, sprengning, pigging og utkjøring ikke kan utføres mellom klokken 22.00-07.00. I dagsonen er det ikke tillatt med støyende aktiviteter etter klokken 18.00.

Sprengning og rystelser

NS 8141 *Vibrasjoner og støt* fastlegger kontraktens krav til sprengning og rystelser. Disse er lagt til grunn for å skåne nærmiljøet rundt tunnelen i størst mulig grad. Det er særlig lagt vekt på at støy og vibrasjoner ikke skal forekomme i nattperioden.

Det er utarbeidet kart over alle berørte bygninger der det angis vibrasjonsgrenser for den enkelte bygning. For å kartlegge de faktiske rystelsene bygningene blir utsatt for er det montert rystelsesmålerer i de områder der faren for overskridelser til enhver tid er størst. Erfaringene viser at mange naboer opplever rystelsene som svært skremmende, selv om de er langt under kravene. God dialog med naboene er derfor viktig, i tillegg til varsling før sprengning via SMS.

Utlastning

For å belaste nærmiljøet i minst mulig grad skal utkjøring av masser med lastebil foregå etter fastlagte kjøreruter. Kjøreruter som ligger langs skolevei har utkjøringsstopp mellom 08.00 og 08.30. Alle lastebiler som transporterer tunnelmasse fra anlegget skal stoppe og kontrollere lasten før de kjører ut på offentlig vei, se bilde 2. Dette tiltaket er innført for å unngå farlige situasjoner med steinfall fra lastebiler.

Bilde 2: Lastkontroll Sandvika Øst *(Foto: Lise Backer).*

Rensing av tunnelvann

Utslipp av drifts og drensvann føres etter omfattende vannrensning til kommunalt ledningsnett som igjen kommer til renseanlegget VEAS. Kommunen og VEAS har satt strenge føringer på vannkvaliteten før påslipp og dette overvåkes med løpende vannanalyser. Kravene til suspendert stoff er i kontrakten satt til maks ukemiddel på 50 mgSS/l.

Injeksjon

Det ble under prosjekteringen satt en målsetting om at innlekkasjen i tunnelen ikke skal overstige 4 liter per minutt per 100 meter. Hovedmålsetningen med bruk av utstrakt forinjeksjon er at det ikke skal oppstå grunnvannsendringer som kan føre til skade på omgivelsene. Under dette inngår det at ingen bygning eller naturområde skal ta skade som følge av drivingen av tunnelen.

Dersom det i løpet av drivingen viser seg at innlekkasjekravet ikke er tilstrekkelig for å unngå skade på omgivelsene, vil kravet skjerpes inn i de aktuelle områdene. For å overvåke grunnvannet er det installert poretrykksmålere i både fjellbrønner og løsmassebrønner fordelt langs hele tunneltraseen.

For hver 15 meter blir det utført en standard injeksjonsskjerm på 24 meter. Det bores 75 hull jevnt fordelt i tunnelens kontur med en stikning på 5,5 meter på odd hull. Det bores kontrollhull dersom det er vann av betydning på hovedskjermen.

I følge kontrakten skal hovedskjermer primært injiseres ved bruk av vanlig industrisement. Det pumpes normalt med opp til 80 bar stopptrykk. På grunn av at det er svært mange hull i skjermen, er det i kontrakten lagt strenge føringer til mengdebegrensning pr hull. Det har imidlertid vist seg at noe mer injeksjonsinnsats må påregnes, spesielt i vanskelige soner med stor innlekkasje. Kontrollskjermer pumpes med mikrosement, også disse med stoppkrav på 80 bar og forholdsvis strenge begrensninger i mengder.

Mauring og akselerator er benyttet for å stoppe utganger og for å oppnå ønsket sluttrykk. Det er også tatt inn en mulighet for å bruke kolloidal silika der det skulle være store vanskeligheter å få tettet tunnelen ved bruk av industrisement og mikrosement. Det er imidlertid vanskelig å avgjøre om injeksjon med kolloidal silika ved etterinjeksjon og enkelte utfordrende kontrollskjermer har gitt en større tetthet enn det man ville oppnådd ved bruk av mikrosement. Til denne vurderingen er erfaringer og sammenligningsgrunnlaget ikke tilstrekkelig

Erfaringer fra driften har vist at det i vanskelige soner med spesiell geologi eller geometri har vært nødvendig spesialdesignede skjermer laget etter forholdene. I områder med liten overdekning har det blitt boret og injisert en sperreskjerm før hovedskjermen. Under pumping i disse områdene ble det satt ut injeksjonsvakt i dagen for å varsle om eventuelle utganger i terrenget.

Bilde 3: Injeksjon på stuff *(Foto: Hilde Lillejord).*

BYGGHERRENS HALVTIME

Etter at en salve er lastet ut og rensk er utført skal byggherren ha en halv time til disposisjon på stuff for å gjøre en kartlegging av de bergtekniske forholdene. Dette er lagt inn i kontrakten som en prisbærende post. Bergarten blir klassifisert og det blir gjort en vurdering av de ulike parametrene til Q-systemet. I tillegg blir det nedtegnet et detaljert kart over sprekker med tilhørende strøk og fall. Kartleggingen er med på å danne et grunnlag for sikringsvurderingen. Her kan behov for permanentsikring stort sett fastsettes, slik at mest mulig av sikringen kan tas med på stuff. Det blir også foretatt kontroll av rensk og kontroll av konturboring.

Under byggherrens halvtime skal entreprenøren stille med arbeidsplattform og fører av denne. Utstyret skal ha en arbeidshøyde som gjør det enkelt å komme helt inntil hengen, stuffen og veggene og det skal være god belysning for inspeksjon av bergoverflatene. Entreprenøren har i dette tidsrommet ikke anledning til å drive aktiviteter som hindrer eller forsinker byggherren. Det er også stilt krav til at entreprenøren skal være med på denne inspeksjonen, enten ved formann eller bas.

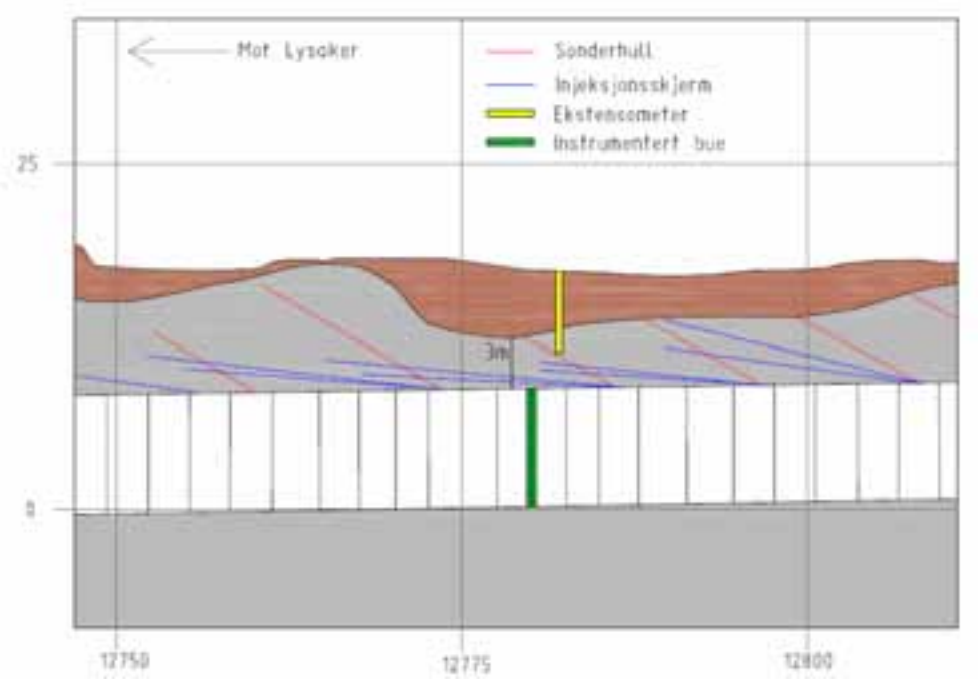
Erfaringene har vist at innføringen av byggherrens halvtime har ført til at det utføres systematisk spettrensk som en naturlig del av driftssyklusen. Dette skjer uavhengig om det påføres sprøytebetong etter hver salve, eller sprenges flere salver mellom sprøyting.

For å sikre at de ulike kontrollingeniørene på de forskjellige entreprisene utfører kartlegging så likt som mulig, blir det med jevne mellomrom utført samlinger der man kartlegger en stuff i fellesskap.

Kartleggingene blir så overført til et samleskjema i AutoCad og vil inngå i sluttdokumentasjonen for prosjektet.

UTFORDRINGER: KRYSSING AV HALVORSENS VEI

Under Halvorsens vei krysset tunnelen et parti med bergoverdekning helt ned til 3 meter. Grunnet tunnelbredden på ca. 13 meter, og sannsynligheten for dårlig berg ble det gjort spesielle tiltak under drivingen gjennom dette området.



Bilde 4: Skisse av kryssingen under Halvorsens vei på Sandvika Øst.

Injeksjon

Grunnet den lave overdekningen var det ikke mulig å gjennomføre standard injeksjonsskjermer. Løsningen ble å først injisere en sperreskjerm på 20,5 meter med 2,5 meter stikning i hengen og deretter en noe kortere hovedskjerm med 2 meter stikning i hengen.

For hver injeksjonsskjerm ble det også boret to sonderhull 30° oppover for å sjekke overdekningen. Den minste overdekningen som ble målt på sondehullene var på 4,4 meter. Men i det samme området ble det oppdaget mindre bergoverdekning under boringen av et hull for en 3-meters bolt. Dette hullet ble boret ut i løsmasser før like før hullet var 3 meter langt.

Sprengning

Da stuffen nærmet seg krysningsområdet ble salvelengden redusert og etter hvert ble salvene også delt. Gjennom det vanskeligste partiet ble det drevet med bare 2 meter lange salver. Her ble også hver salve delt i tre for å ha større kontroll på stabiliteten.

Sikring

Langs hele partiet med lav overdekning og korte salver ble det sikret med 6 meter forbolter fra vederlag til vederlag i tillegg til sprøytebetongbuer. Buene ble satt tett med c/c ned mot 1 meter. Den ene buen ble montert på opphenget til forboltene mens den andre ble satt midt på salven.

Instrumentering

I det området med lavest overdekning, var NGI inne og monterte måleinstrumenter på en sprøytebetongbue. De satte opp én instrumentgruppe i hengen og én i hvert vederlag. Instrumentene var ment å måle
a) trykk fra bergmassen mot buen
b) ringtrykk i selve buen.
c) tøyning i armeringsjern
d) tøyning i betongen i buen

I tillegg ble det satt inn et topunkts ekstensometer fra terrenget og ned til en snau meter over hengen i god tid før tunnelen passerte under *(Grimstad, 2008).*

Resultatene fra ekstensometeret viste at terrenget hevet seg før tunnelen kom fram på grunn av forinjeksjonen. Dette flatet ut og gikk noe tilbake da tunnelen passerte.

Instrumentene inne i tunnelen viste at det kom en lasttopp under tidlig herding p.g.a. temperaturøkning. Endelig last fra fjellet var nær 0,00 MPa. I følge *Grimstad (2008)* kan dette delvis forklares ved at fjellet var av middels god kvalitet, og var sikret med forbolter og sprøytebetong før buen kom på plass. Dessuten var det liten terrengoverdekning, som gir små laster. Tøyningsfølerne viste imidlertid moderate verdier.

UTFORDRINGER: NÆRHET TIL SPOR

På to av entreprisene, Lysaker Vest (LS-01) og Sandvika Øst (LS-04) består anlegget av dagsoner i tillegg til tunneldrift. Felles for disse to, er at arbeidet i dagsonen må foregå i nærhet til spor i drift. Det ligger store utfordringer i å gjennomføre dette arbeidet uten å forstyrre togtrafikken og sikkerhetsmann har hele tiden vært til stede på anlegget for å hindre at farlige situasjoner oppstår.

Langs skjæringen i dagsonen på Sandvika Øst ble det i de til en hver tid mest aktive områdene satt opp en 6 meter høy skjerm av H-bjelker og liggende spuntplater for å skjerme sporet fra anleggsarbeidene. På denne måten har det vært mulig å pigge ned skjæringen uten å risikere steinfall på skinnegangen. I mindre aktive områder har det blitt brukt trelemmer i stedet for spuntplater.

Det er imidlertid en del arbeid som ikke er mulig å kombinere med spor i drift. Disse arbeidene må legges til langtidsplanlagte sporbrudd og må nøye planlegges. Mindre arbeider har også vært gjort på nattestid når togtrafikken er på det laveste og det nærmeste sporet kan settes ut av drift.

Bilde 5: Dagsonen på Sandvika Øst *(Foto: Hilde Lillejord).*

DAGSONE – WIRESAGING

Mellom tunnelen og Sandvika stasjon omfatter dagsonen på Sandvika Øst en 750 meter lang fjellskjæring i umiddelbar nærhet til spor i drift. På grunn av faren for sprut, nedfall og utgliding mot eksisterende spor ble det valgt å sage og pigge ned skjæringen fremfor å sømbore og sprenge den. Ved saging og pigging fikk man mer kontroll på uttaket, og det har

ikke vært noen hendelser som har ført til forsinkelser på togtrafikken som følge av dette arbeidet.

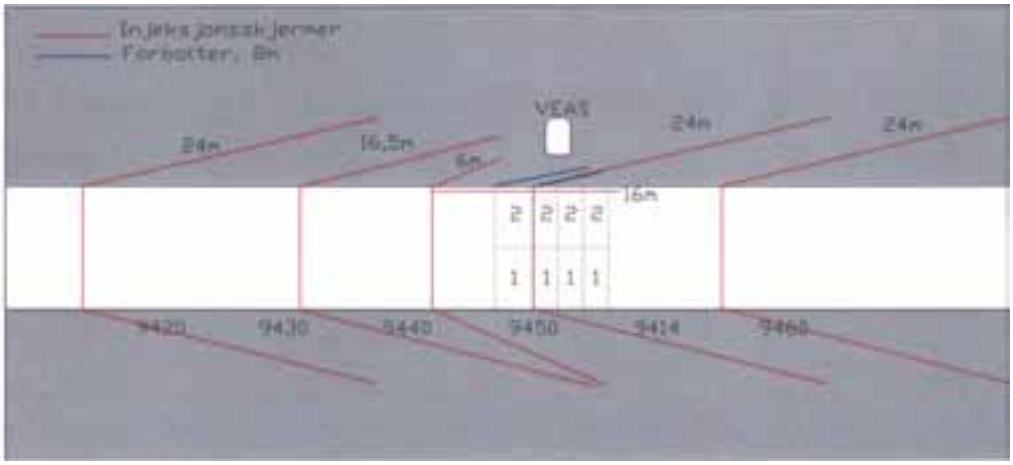
Diamant Wire Teknikk utførte sagingen som pågikk fra midten av april 2007 til midten av september 2008. Til sammen ble det tatt ut mellom 65000 og 70000 kubikk stein. Skjæringen ble delt inn i flere partier og sagingen kunne omfatte maksimalt 500m^2 per snitt. Tidsbruken per snitt lå på 3-4 dager effektiv saging. Og siden denne type saging er en veldig støysvak aktivitet kunne dette arbeidet pågå døgnkontinuerlig. Aggregatet som driver sagen går på strøm, så det forurenser heller ikke.

Høyden på den ferdig sagede skjæringen varierer mellom 3-15 meter, og bergarten består av en kalkskifer/kalkstein med en lagdeling som går parallelt skjæringen og faller 55-70° utover. Ferdig saget skjæring har en vinkel på 10:1, noe som har ført til flere utgående lagdelingssprekker i skjæringen. Langs hele skjæringen er det derfor gjort omfattende sikring med bolter både før og etter uttak og i deler av skjæringen er det i tillegg brukt 11 meter lange wirestag for å hindre utglidinger.

Det bør nevnes at overflaten på slike sagede snitt blir så jevn og fin at det krever ekstra årvåkenhet med hensyn til sikring av fjellet, og det bør ikke tas ut for høye snitt før det sikres med bolter. Sagingen produserer også til dels mye slam som må tas hånd om på korrekt måte.

Bilde 6: Wiresaget skjæring *(Foto: Hilde Lillejord).*

SPESIELLE UTFORDRINGER, KRYSSING AV VEAS



Bilde 7: Skisse kryssing av VEAS.

Da tverrslaget fra Skallum var ferdig drevet og hovedtunnelen mot Fossveien var godt i gang, skulle hovedtunnelen drives under tverrslaget til VEAS tunnelen i Bærum. Dette er en kloakktunnel med tverrsnitt på ca 2 meter bred x 3 meter høy, drevet ved bruk av fres. Utfordringen med denne krysningen var at overdekning mellom hovedtunnel og VEAS-tunnelen kun var 2 meter.

Injeksjon

Injeksjonsskjermene i forbindelse med kryssing av VEAS ble tilpasset best mulig for å oppnå optimal tetting i det aktuelle området. I første omgang var det reduserte mengder på hull i heng og vederlag som ble benyttet. I neste omgang ble hullengden og stikningen redusert i heng og vederlag slik at odd hull kom omtrent 3 meter fra tunnelveggen i VEAS. Under pumping på disse hullene ble stopptrykket redusert og mengdekravet ytterlige skjerpet for å unngå for store innganger i VEAS.

Tverrslaget krysser ca 10-15 meter over VEAS. Det var derfor mulig å bore hull fra tverrslaget og ned til VEAS for å kartlegge koordinatene til tunnelen installere et overvåkningskamera. Filming avslørte utganger i VEAS under pumping injeksjonsskjermer. Opptak under salveskyting kan også brukes som dokumentasjon på at drivingen av tunnelen ikke har forringet stabiliteten i VEAS.

Sprengning

I forkant av kryssingen av VEAS ble tunnelen drevet med blokkede salver for å påvirke stabiliteten av fjellet minst mulig. Drivingen av tunnelen i krysningsområdet ble utført med korte salver på 3 meter. For å ytterligere redusere risikoen for ras og utglidninger ved krysning, ble salver skutt ved og under VEAS tunnelen boret med sømboring i kontur og forsiktig lading. Salver rett under VEAS ble skutt i to deler, først undersalven og så stross av oversalve.

Sikring

Det ble i området for kryssing av VEAS utført tyngre fjellsikring. Det ble montert to raster med 8 meter forbolter i området under VEAS tunnelen. Det ble også montert 3 sprøytebetongbuer med kamstål. Disse tre var alle montert under VEAS med c/c = 1 meter. Det ble ikke benyttet radielle bolter i området rundt krysningen på grunn av liten overdekning mellom VEAS og tunnel.

HMS

HMS og sikkerhet i forbindelse med krysningen ble gått spesielt igjennom, da med fokus på tetting og hva som kunne skje dersom det ble punktering av ved påboring eller for dårlig skjerm. Siden VEAS er en kloakktunnel ble det satt fokus på smittefaren i området. For eksempel ved at røykere og snusere ikke burde røyke/pakke snus mens man oppholdt seg på stuff og før håndhygiene hadde blitt utført etter opphold på stuff.(bør dette taes vekk?).

UTFORDRINGER I VENTE

Det er i tiden som kommer flere store utfordringer i forbindelse med drivingen av dobbeltsporet Lysaker-Sandvika. Noen av de viktige punktene i denne sammenheng er:

- Kryssingen av løsmasserenne ved Storengveien, mellom Skallum (LS-02) og Lysaker Vest (LS-01). Det kan her forventes en dårlig sone i fjellet som mest sannsynlig fører vann. Dette er lite gunstig siden løsmasserennen over tunnelen er regnet som sensitiv. Det er i tillegg pågående setninger i området, og brønner er etablert både i løsmasser og fjell for å overvåke den pågående setningen og tunnelens påvirkning på grunnvannsnivået.
- I dagsonene på Sandvika Øst (LS-04) og Lysaker Vest (LS-01) vil utfordringen i stor grad knytte seg til drift av eksisterende spor samtidig som nytt spor skal bygges i umiddelbar nærhet.
- Det er en forholdsvis streng plan for fremdriften i arbeidene som skal utføres i løpet av prosjektet. Det er svært viktig at de planlagte arbeidene blir utført til riktig tid slik at prosjektet ikke risikerer å komme i utakt med planlagte brudd i togtrafikken i strengt begrensede perioder i løpet av fellesferien.
- Etter at tunnelen er ferdig drevet skal det utføres etterarbeider i form av legging av PE-skum, og klargjøring av tunnelen for jernbanetekniske installasjoner. Det er en omfattende jobb som skal utføres for å få alle signal- og teleinstallasjonene på plass. Til slutt skal ballastmatter, pukk og skinner inn før sporet kan settes i drift.
- Høsten 2011 må alt være klart for å koble tunnelstrekningen på det eksisterende jernbanenettet.

REFERANSER

Grimstad (2008): Personlig korrespondanse.

Jernbaneverket (2006): Entreprise LS-02 Underbygging Skallum, kontrakt mellom Jernbaneverket og Veidekke ASA.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

Terskelsprengning i Risavika – Norges største havn

Underwater blasting of a rock cofferdam bench at Risavika harbour, Stavanger, Norway

Sjefingeniør Arve Fauske, Orica Mining Services

SAMMENDRAG

I Risavika havn planlegges det å etablere en moderne container havn, ny internasjonal terminal og 1800 meter havnelinjer, og 750 dekar havneområde og i tillegg store områder for fremtidig ekspansjon. Risavika vil også bli et internasjonalt senter for forskning, utvikling og kommersialisering av miljøvennlig og fremtidsrettet energi, teknologi og havnetjenester.

I April 2008 var Vågen i Risavika havn ferdig utsprengt, og en 200 meter, 15-20 meter bred og 15 meter høy terskel stod igjen for sprengning og mudring for å åpne havnen for store båter. Entreprenøren T. Stangeland A.S engasjerte Multiconsult for planlegging og måling av sprengingsinduserte rystelser i området, spesielt ved Utenriksterminalen. Orica Mining Services, teknisk support ble involvert i planlegging og implementering av bore-og salveplaner.

Dette innlegg beskriver sprengningsmetodene som ble valgt for å oppnå best mulig fragmentering av terskelen og samtidig unngå destruktive rystelser og steinsprut mot Utenriksterminalen. Den ferdigsprengte vågen ble fylt opp med vann til havnivå før sprengning. Ved hjelp av 65 tonn Titan SSE bulk emulsjon og et back-up Nonel Unidet tennsystem ble det gjennomført en vellykket sprengning av terskelen i Risavika havn. Ingen skader av betydning ble påført i de nære omgivelser. Imidlertid ble effekten av vannmengden i bølgeoppskyllingen noe større enn forventet.

SUMMARY

Risavika harbour is undergoing a phase of formidable expansion, strengthening its position as the most important hub on the coast of Norway. Risavika is also in the process of becoming a hub in the European logistics network. Risavika, comprising also Sola harbour and the NorSea base Tananger, is today the Norwegian petroleum industry's main base. It is also a point of entry for goods being imported to Norway, and for fresh fish that must be transported quickly to markets in Europe.

Fig.1 Risavika harbour and future expansion areas.

There are plans to construct a modern container port in Risavika harbour, together with a new international terminal and quay lines specially designed for bulk transport. Once the work has been completed the port will have 1800 metres of quay, a harbour area measuring 75 hectares and large areas which may be used for future expansion.

The quay area, measuring 4.5 hectares, has been excavated as an open pit, reaching a depth of 15 metres. The local contractor T. Stangeland A.S has been responsible for the rock mass removal. Approximately 2 million m^3 of rock had to be blasted in order to create the harbour pit which holds a volume 700 000 m^3.

In April 2008 the blasting operations in the harbour pit were finished, and a 200 metre long, 15-20 metre wide and 15 metre high rock cofferdam bench was left for blasting and dredging in order to open up the harbour to large ships. The contractor T. Stangeland A.S hired Multiconsult to measure general blast induced vibrations in the area, especially at the nearby terminal building. The technical support department of Orica Mining Services was involved in the planning and implementation of the blasting operation.

This paper describes the blasting techniques applied in order to achieve the best possible fragmentation of the rock cofferdam bench, and how flyrock and destructive vibrations on the terminal building were avoided. The quay pit was filled with water up to sea level before blasting. Using 65 tons of emulsion explosives (the Titan SSE surface system) and a redundant Nonel Unidet initiation system, the blast went off successfully without any damage to the surroundings. However, the effect of the flood wave created was larger than expected.

1. INNLEDNING

1.1 Prosjektbeskrivelse

Risavika havn er inne i en formidabel utvikling og vil styrke sin posisjon som landets ledende havn i kyst-Norge gjennom utvidelse av havnearealet på ca. 400 mål. Havnen vil få en sentral betydning for det europeiske logistiske nettverket, gjennom å være en hovedbase for petroleumsindustrien i Norge. Dessuten en havn for import av varer til Norge, og for fersk fisk som raskt må transporteres til markedene i Europa. Norsea basen og Sola havn dekker alle nødvendige havneservice. Stavanger er ikke bare oljehovedstaden i Europa, men er også hjemstavn for et sterkt maritimt miljø og en raskt voksende aquakultur industri.
I Risavika havn planlegges det å etablere en moderne container havn, ny internasjonal terminal og 1800 meter havnelinjer, og 750 dekar havneområde og i tillegg store områder for fremtidig ekspansjon. Risavika vil også bli et internasjonalt senter for forskning, utvikling og kommersialisering av miljøvennlig og fremtidsrettet energi, teknologi og havnetjenester.

Fig.2. Risavika havn med Vågen, sett fra terskelen ved Utenriksterminalen.

Utsprengningen av vågen som utgjør en byggegrop med 45 dekar areal og en generell dybde på 15 meter som gir et volum på ca. 700 000 m^3. Se fig.2. Når alt etterarbeid i Vågen er ferdigstilt slippes havvannet inn for så å sprenge bort barrieren, eller terskelen som skiller det nye havneavsnittet fra resten av Risavika. Terskelsprengningen stiller spesielle krav til utførelsen, og hvordan dette arbeidet blir planlagt vil bli behandlet

spesielt. Massene vil deretter bli fjernet med sjøgående graveutstyr, og anlegget vil bli klart til å ta imot båter innen utgangen av 2008.
Byggherren besluttet å føre opp Utenriksterminalen i Risavika havn lenge før terskelen var klar for sprengning. Bygget hadde nådd full høyde på fem etasjer og fasaden i glass mot terskelen var under montering i dagene før sprengning. Korteste avstand fra Utenriksterminalen og terskelens avgrensning mot vest var bare 15 meter. Denne situasjon fikk naturlig nok betydning under planlegging av terskelsprengingen.
Stangeland Maskin AS utfører alt masseuttak og sprengning i Risavika-prosjektet, inkludert terskelsprengingen. Totalt masseuttak er ca. 4 millioner m^3 fjell og ca. 1 million løsmasse på land. Disse massene er flyttet i løpet av 19 måneder. Totalentreprise for havneutbyggingen er på 295 millioner, og ble startet Mai 2006 og ble overlevert September 2008.
Sprengstoffleveranser etter behov fra lokal slurrystasjon etablert av Orica Mining Services. Stasjonen leverer SSE bulk emulsjon direkte i hullet. Med hensyn til terskelsprengingen ble Multiconsult involvert for måling av rystelser, og Orica Mining Services for planlegging og implementering av bore-og salveplaner.

2. TERSKELSPRENGNING

2.1 Generelt

De fleste erfaringer fra terskelsprenginger har vi fra kraftverkssektoren, som regel sprengning av terskler for inntak, eller sprengning av terskel med fangdam foran ny dokk. Andre typer undervannsprengning inkluderer havneutbygning, ferjeleier fordypningssprengning, sprengning for brofundamenter og demolering. Innen offshore-industrien er terskelsprengning mot boreplattform i dokk det nærmeste man kommer i utførelse når det gjelder terskelsprengningen i Risavika havn.

Uansett er fjellmassivet som skal sprenges som regel helt eller delvis under vann. Når det sprenges under vann kreves større omtanke og erfaring enn om sprengningen utføres i tilsvarende operasjoner i dagen, fordi vannet dekker store deler av salven. Undervannssprengning medfører noen av de mest utfordrende forhold som kan tenkes i enhver sprengning. Noen av disse er :

- Vannet selv
  - Settes ofte i bevegelse
  - Utgjør en tilleggslast
  - Sprengstoffet settes alvorlig på prøve
  - Synlig inspeksjon av salven ofte forhindret
- Trykkbestandighet og tid
  - Oppholdstiden under vann kan bli forlenget
- Forsagere må unngås

En mislykket salve under vann får store konsekvenser

18.5

- Optimalt resultat på første salve

  - Tilstrekkelig sprengstoffenergi- og fordeling
  - Ofte problematisk boring, ujevn stuff

- Miljøbestemte forhold kan være mer alvorlige

  - Sprengning i nærheten av oppdrettsanlegg
  - Trykkutvikling og bølgeoppskylling (flodbølge)

3. TERSKELEN I RISAVIKA HAVN

3.1 Planlegging

Etter at Vågen, eller byggegropen for Risavika havn er på det nærmeste ferdig utsprengt, står det igjen en terskel mot Tanangerfjorden som utgjør ca. 100 000 m^3. Terskelen er ca. 200 meter lang. Bredden varierer fra typisk 15 meter i toppen til 20-30 meter i bunnen. Høyden er 15-17 meter fra kote 0 til +2, og ned til kote – 15. Hovedbergarten er granittisk til granodiorittisk gneis, hovedsakelig bestående av kvarts og feltspat. I den nordøstre delen av halvøya er bergmassen betydelig lagdelt.

Fig.3 Del av terskelen i Risavika havn, 200 meter lang, 15 meter pallhøyde. Totalt 100000 m^3.

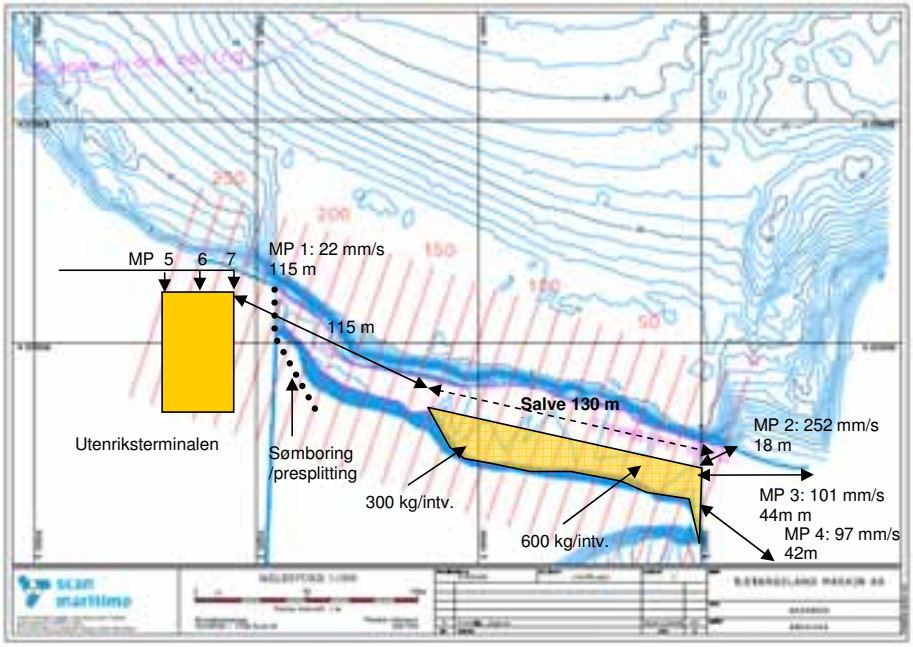


Fig.4 Rystelsesmålinger fra avrettingsalve skutt inn i Vågen 13.februar 2008.

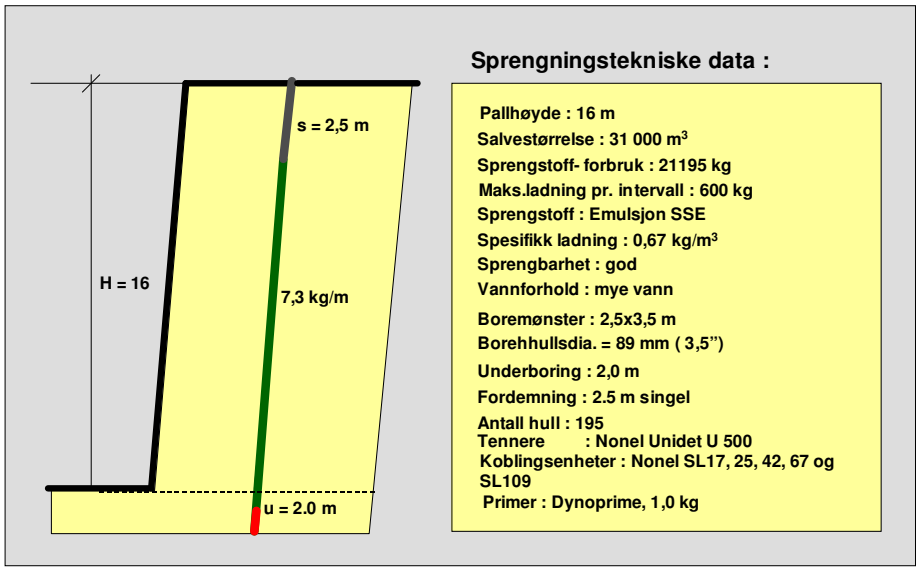


Fig.5 Sprengningstekniske parametre for avrettingssalven på ca. 31 000 m^3.

I tillegg til lagene med granittisk gneis er det observert amfibolitt, kvartsitt, glimmerskifer, glimmergneis og marmor. Lagene stryker hovedsakelig NV-SØ og faller 30° mot sørvest. De forskjellige lagene har vanligvis en tykkelse på 1-2 m. Bergmassen er relativt forvitret og oppsprukket nær terrengoverflaten. Se for øvrig fig.3.
I utgangspunktet er terskelen tenkt sprengt i en salve. Ved start av planleggningen ble det bestemt å sprenge nok en salve inn i Vågen for å rette opp terskelen som det går frem av fig.4
Ved hjelp av denne salven kunne man få opplysninger om hvilke rystelser Utenriksterminalen på den ene siden, og eksisterende fjellhaller for olje på den andre siden ville bli påført. Salven utgjorde ca. 31 000 m^3 og var 130 meter lang og strakk seg fra kote 0 til kote 130. Det ble satt opp måleinstrumenter i 4 punkter med angitte avstander fra salven. Målepunktet ved Utenriksterminalen viste 22 mm/s i en avstand av ca. 115 meter fra salven, mens målingene viste 252 mm/s i en avstand av 18 m samt 101 mm/s i en avstand av ca. 44 meter, mens målingen mot syd viste 97 mm/s i en avstand av 42 meter. Maks. ladning pr. intervall var henholdsvis 300 og 600 kg, slik at enhetsladningen ble stipulert til henholdsvis 201 kg og 402 kg. Salven ble sprengt 13. februar og ga et utmerket sprengningsresultat. Erfaringsverdiene fra avrettingssalven ga også et godt grunnlag for vurderingen av salvedata for terskelsprengningen. Sprengningstekniske parametre som vist i fig.5.

3.2 Avstanden til Utenriksterminalen – Risiko for skade

Minste avstanden fra terskelsalven til Utenriksterminalen ved sprengning av full salve er 15 meter. Med en antatt enhetsladning på 150 kg pr. intervall ville dette gi rystelser etter orienterende beregninger på ca. 168 mm/s (vertikal svingehastighet). I følge NS 8141 kan det for et kontorbygg fundamentert på en pukkpute over fjell benyttes en grenseverdi på 50 mm/s . Dette medfører at risikoen for skader på Utenriksterminalen er høyst sannsynlig.

Tabell 1 Rystelser i Utenriksterminalen, teoretisk og målte.

Målepunkt MP	MP 5	MP 6	MP 7
Avstand fra terskel til MP i terminalen	40 m	25 m	16 m
Teoretisk verdi	-	-	168 mm/s
Målt verdi	48 mm/s	98 mm/s (1) 99 mm/s (2)	-
Fjellkonstant K	156	200	220*)
Enhetsladn. :	150 kg	150 kg	150 kg

*) Stipulert fra avrettingsalven.

3.3 Tiltak for begrensning av rystelser og sidebrytning

For å hindre side- og bakbrytning og eventuelt redusere rystelser ble det planlagt å bore en søm med 3,5" borehullsdiameter med en c/c avstand på 250 mm. For å avskjære rystelser som kunne gå under bunn ladenivå, bores sømmen til 3 meter under underboringen, dvs. til kote –20. Sømmen forlenges slik at den delen av terskelsalven som ligger nærmere enn 40 meter fra Utenriksterminalen, vil bli avskåret av sømmen. Denne delen vil bli boret fra kote – 15 inne i Vågen.

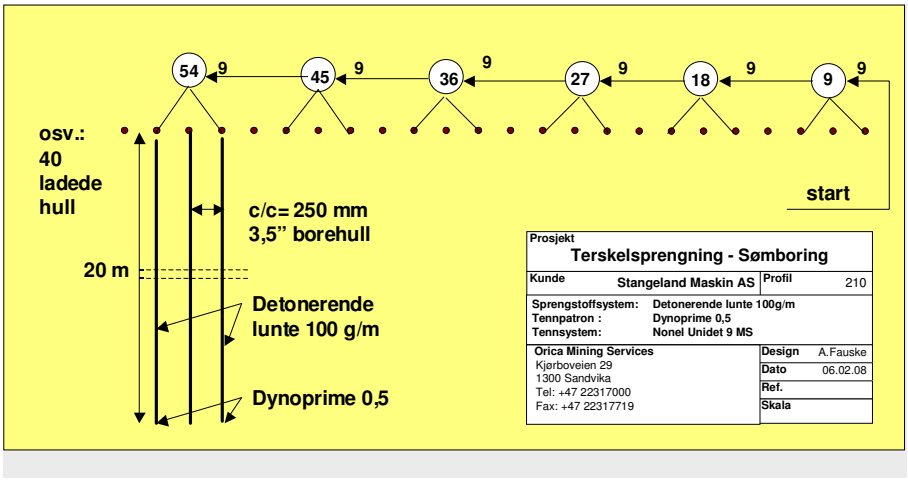


Fig.6. Bore-og salveplan for presplitting av sømhull 15 meter fra Utenriksterminalen.

Sømhullene ble skutt separat før hovedsalven. Annenhvert sømhull ble ladet med Nonel Unidet U 500 og Dynoprime 0,5 kg + detonerende lunte 100 g/m, totalt ca. 2,5 kg ladning pr. hull. Presplitten skytes med 2 hull pr. detonasjonstidspunkt med en progressiv økning i forsinkelse på 9 millisekunder ved hjelp av E-clip 9 MS. Ut i fra en teoretisk samvirkning gir dette en enhetsladning på 3,3 kg. Antall borede hull i full lengde på 20 meter i splittrekken er 80 slik at antall ladede hull utgjør 40.
Boring av sømhull vil normalt ha en betydelig rystelsesreduserende effekt. Ved å presplitte sømhullene i tillegg dannes en gjennomgående sliss mellom sømhullene. Dette vil gi en ytterligere reduserende effekt. Dette betinger at sømmen ikke står under vann. I dette tilfelle kunne dette vanskelig unngås, og det er uvisst hvilken effekt den presplittede sømmen fikk for resultatet. Men det ble antatt at den hadde en fordelaktig innvirkning.
Ordinær presplitt gir generelt et betydelig luftsjokk, høye rystelser og fare for steinsprut. Metoden som er valgt ovenfor kan tilnærmet betegnes som en skjærsprengning som gir en betydelig dempning av både rystelser og steinsprut pga. av energimengden som frigjøres pr. intervall er begrenset, men den er likevel stor nok til å skape problemer med hensyn til glassfasaden på Utenriksterminalen.

3.4 Tiltak for begrensning av steinsprut

Det ble lagt opp en voll av stein og grus på begge sider av sømhullene. Sømhullene ble dekket av tunge skytematter med god omskjøt slik at avstanden mellom sømhullene og skytemattene var minimum 1 meter. Skytemattene nærmest utenriksterminalen ble forankret og pålesset en 3 meter høy sandvoll. Den andre enden av mattene lå fritt over splittrekken.

Fig.7. Sprengningen av sømhullene 15 meter fra Utenriksterminalen Sandvollen med skytematter funksjonerte etter planen.

Hensikten med dette var at skytemattene skulle funksjonere som en avlastningsklaff og styre eventuell steinsprut bort fra terminalen. Sandvollen på sin side skulle bidra til å styre sjokktrykket over bygningen. Den 9.april 2008 var alt klart for avfyring av presplitten. Salven gikk etter planen uten noen form for skader på Utenriksterminalen Rystelsene ble målt i en avstand på 16 meter, og ble registert til 12 mm/s.

3.5 Boretekniske utfordringer

Det er foretatt profilering av terskelen for hver 10. meter. Profil 170 som et eksempel viser den mest utfordrende del for boring av terskelen ut mot havet. Se fig.3
Stuff-fronten er til dels meget slakk i dette området. Dette vil medføre skråboring med relativ stor unøyaktighet, opptil 30°. Fordi terskelen har større bredde i bunnen enn i toppen betyr

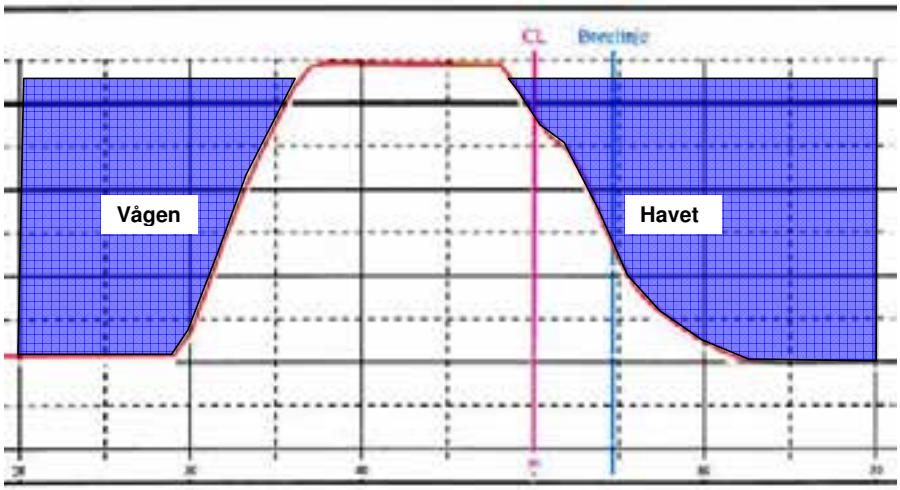


Fig.8. Profil 170 av terskelen i Risavika havn. Skrå-og vifteboring i stuffen mot havet er nødvendig. En stor utfordring borevognføreren.

det ekstra boring for ikke å få for tunge tak i bunnen. Dessuten er fjellet meget oppsprukket, og inneholder en del løsmasser i området 160-190. Boring på kanten av terskelen kan dessuten være svært risikofylt slik at fjernstyrt boring ble påkrevet i dette området.

3.6 Bore- og tenningsplan for terskelen i Risavika havn.

Av boretekniske årsaker ble det valgt hovedsakelig å bruke en borehullsdiameter på 4", men også 3,5" kom til anvendelse. Boremønstret ble generelt satt til 2x3 meter for 4", og 1,6x2,7 for 3,5". Dette gir en spesifikk ladning på 1,55 kg/m^3 ved bruk av emusjonssprengstoff.
Ved undervannssprengning generelt og terskelsalver spesielt benyttes i utgangspunktet et spesifikt sprengstofforbruk som er det doble av det som ville blitt benyttet ved tilsvarende sprengning på land. Da er utgangspunktet en bergart av god sprengbarhet. En bergart av typen Fyllitt, som for øvrig er dominerende i Stavanger-området, ville kreve et betydelig større sprengstofforbruk. Gjennom avrettingssalven på terskelen hvor det ble benyttet en spesifikk ladning 0,67 kg/m^3, fikk vi en god indikasjon på nødvendig spesifikk ladning. Økningen av sprengstofforbruket til 1,55 kg/m^3 som utgjør litt mer enn en fordobling er dessuten viktig for å kompensere for eventuelle forsagere, eller store boreavvik på en slik måte at vi likevel får tilfredsstillende brytning. Konsekvensene av dårlig brytning under vann er store og bør unngås så langt det er mulig. Videre er det ved undervannsprengning vanlig å benytte en underboring lik forsetningen som ellers er normalt satt til 1/3 av forsetningen. Dette skyldes at etterarbeid under vann i form av knøler er vesentlig mer arbeidskrevende sammenlignet med tilsvarende arbeid på land. Det er viktig at utlastingen eller mudringen av terskelen

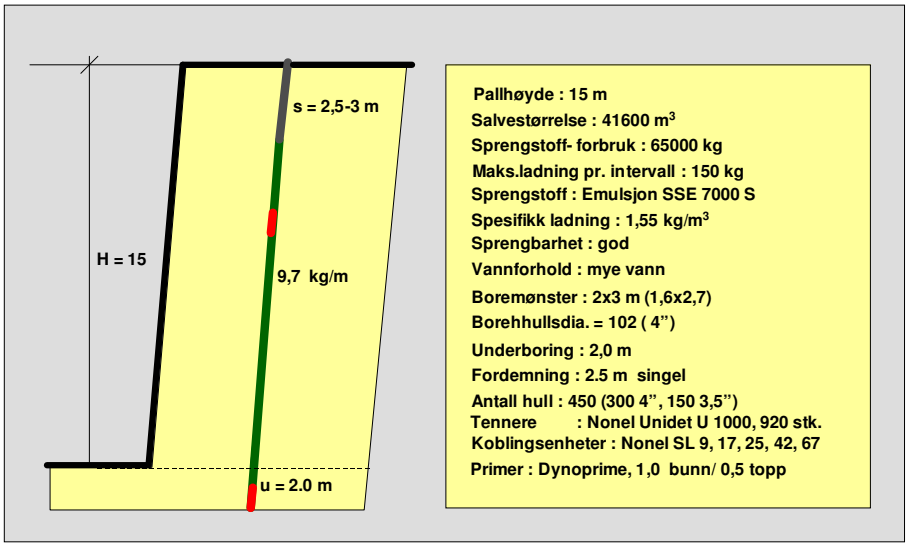


Fig.9. Sprengningstekniske parametre for terskelsalven på 41600 m^3.Totalt sprengstoff-forbruk 65 tonn.

kan gjennomføres uten for store hindringer med tilgjengelig utstyr. Sprengningstekniske data fremgår av fig.9.
Av hensyn til fremdriften i prosjektet ble det bestemt å dele opp terskelen i 2 salver, hvorav den første salven ville utgjøre ca 70 % av terskelen. Dermed ble den endelige bore-og tenningsplanen som vist i fig.10. Det ble boret til sammen 450 borehull fordelt på 4" og 3,5 " boret i 3 seksjoner med et parti 3,5" borehull i midten som det fremgår av tegningen. I alt 42 000 boremeter. Salvestørrelse ca. 41 600 m^3 . Terskelen ble avgrenset i høyre side ved at det ble boret en splitt fra profil 70 mot profil 90. Salven ble da ca. 150 meter bred i fronten og 120 meter inn mot vågen. Splitten ble ladet med 300 kg Dynopre, 22 mm. Dernest ble alle hull ladet med 2 primere, Dynoprime 1,0 som bunnprimer og Dynoprime 0,5 som topp-primer, til sammen 750 kg.
Det ble motsvarende benyttet 2 tennere Nonel Unidet U 1000 pr.hull, i alt 920 tennere. Tennerne var spesialprodusert for lavest mulig spredning i forsinkertid for å unngå for stor sannsynlighet for overlapping. Nonel U 1000 har 1000 millisekunder forsinkelse, hvilket i denne sammenheng betyr at alle hull er tent opp før første hull i salven blir initiert.
Etter vurdering av sprengingstekniske forhold , og salvens størrelse og form tatt i betraktning ble det valgt å åpne salven i høyre side som vist i fig.10. Tennsystemet ble lagt opp slik at salvens utslagsretning ble gradvis rettet bort fra Utenriksterminalen. Systemet ble dessuten innrettet mot ett-hullstenning jo nærmere tenningsforløpet kom teminalen. Dette for å holde rystelsene lavest mulige. Intervalltiden var i åpningsfasen 25 millisekunder for de 2 første hullrastene, dernest 2-5 hullraster med intervalltiden 42 millisekunder. Nærmere midten ble det lagt inn en hullrast med 67 millisekunder, for så å gå over til 42 millisekunder igjen. Salven ble avsluttet dels med 67 og 42 millisekunder.

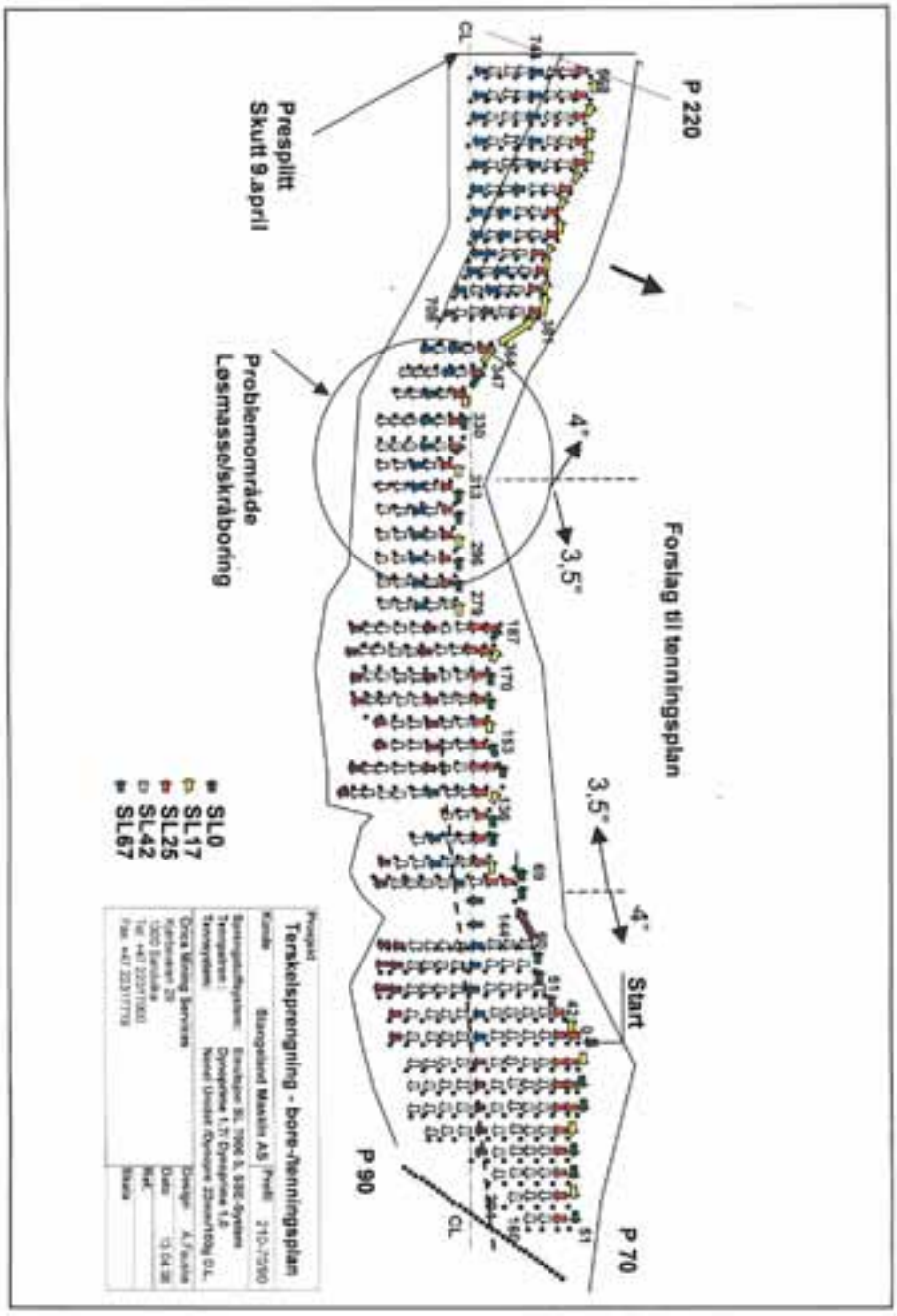


Fig.10. Bore- og tenningsplan for terskelsprengningen i Risavika havn.

Fig. 11. Skytebas Arne Petter Olsen i ferd med back-up kobling av Nonel Unidet -systemet.

Bunn-og topp-tenner ble koblet med samme innlengde på tennerne for å oppnå størst mulig samtidighet i tenningen. Men koblingsmetoden ble noe upraktisk og dermed tidkrevende. Men vi oppnår sannsynligvis at andelen toppsprut vil bli noe redusert og dermed mindre steinsprut.

3.6.1 Back-up tenning, parallelldublisering

I terskelsprengninger av størrelsesorden Risavika havn er konsekvensene store dersom tennsystemet ikke funksjonerer som det skal. Tenningsforløpet i Nonel-systemet er ensrettet hvilket betinger at hver enkelt koblingsenhet må funksjonere optimalt for at hele salven skal bli tent opp. Produsenten garanterer en funksjonssikkerhet på 99,99%,
Men den største sannsynligheten for feil finnes på brukerstedet, vanligvis koblingsfeil eller skade på produktet utenfor kontroll.
Det finnes flere muligheter for å eliminere risikoen for at tennsystemet stopper opp. Den enkleste løsningen er en parallelldublisering av tennsystemet. Den er mer tennerkrevende, men desto mer sikkert i bruk. Vi har eksempel på 15 års anvendelse hvor parallelldublisering av Nonel-systemet i pallsprengning ikke har ført til en eneste forsager.

3.7 SSE-systemet

Valget av sprengstoff for terskelen i Risavika havn var enkelt. Under hele utsprengningen av Vågen har hovedsprengstoffet vært SSE-systemet og produktet Titan 7000 S levert fra en lokal etablert slurrystasjon. Stasjonen lagrer råvarer som i hovedsak består kun av en emulsjonsmatrise og et gasse-sensiteringsmiddel. En stasjonert SSE-ladetruck beregnet for sprengning i dagen lastes opp med disse råvarer etter behov.

Emulsjonsmatrisen holder en densitet på 1,4 kg/l og er klassifisert som klasse 1, oksyderende stoff i følge UN klassifiseringssystem. Under ladeprosessen blir sensiterings-middelet tilsatt hvilket danner små gassbobler i matrisen. Densiteten reduseres, og matrisen følsømhet øker. I et borehull på 17 meter vil gjennomsnittlig sluttdensitet være ca. 1,1 kg/l, og sprengstoffet Titan 7000 S er klart for initiering. Under krevende forhold som ved undervannssprengning er det viktig med en god priming som beskrevet ovenfor.

Sprengstoffet Titan 7000 S interne kjemiske struktur gjør det meget effektivt som sprengstoff, og gir det en meget god vannbestandighet. Sprengstoffet karakteriseres også ved at det utvikler mindre giftige sprenggasser sammenlignet med andre konvensjonelle sprengstoffer. Se for øvrig tabell 2.

I Risavika ble det brukt en SSE ladetruck som har en lasteevne på ca. 12 tonn emulsjonsmatrise, og den har en maksimal ladekapasitet på 100 kg/min. Under ladingen av terskelen var vannet allerede sluppet inn i Vågen, og samtlige borehull var vannfylte. I slike situasjoner føres ladeslangen alltid til bunnen av hullet, og ved start lading vil emulsjonen fortrenge vannet oppover i borehullet. Uladet del ble satt ca. 3 meter nærmest Utenriksterminalen og 2-2,5 i området lenger bort. Ladehøyden var da i tilnærmet samme høyde som vannivået, eller ca. 2 meter under terskeloverflaten.

Tabell 2 Tekniske data, Titan 7000 S.

Titan 7000 S	
Densitet (for pall, 15m; 1,1 kg/dm^3)	0,85-1,20 kg/dm^3
Energi	3,2 MJ/kg
Vektstyrke*)	94%
Volumstyrke*)	110%
Detonasjonshastighet	5000 m/s
Gassvolum	950 l/kg
Vannbestandighet	Meget god
Vanntrykkbestandighet	3 bar
Ladekapasitet	100 kg/min

*) ANFO som referanse.

Det ble ladet hele 65 tonn sprengstoff totalt i terskelen som utgjorde 70 % av hele barrieren. Selv noe redusert i omfang var nok terskelen i Risavika havn en av de største som er sprengt her til lands! Lading og kobling ble fullført mandag 14.april og salven ble avfyrt kl.1800.

3.8 Vann i Vågen

To store milepæler ved Risavika havn ble oppnådd i april 2008. Den 9.april ble vannet sluppet inn etter sprengning av en velrettet sliss, og den 14.april ble terskelen sprengt bort. Vågen ble fylt opp etter bare 5 timer i løpet av natten 10.april, og det rant inn ca. 650 millioner liter vann. Etter at vannet var fylt opp var det lite å se til det som ble omtalt som det store "hullet". Se for øvrig fig.2. I ettertid vil vannet for godt dekke over hvilken enorm innsats entreprenøren og alle involverte har lagt bak seg.

3.9 Bølgeoppskylling, flodbølge

I forbindelse med spørsmål om bølgeutvikling fra sprengning terskelen i Risavika ble ved Sintef konsultert for om mulig skaffe frem en analyse med konkrete beregninger med bakgrunn i de data som foreligger om terskelen og de nærliggende områder.
Sintef har hatt en konferanse i Trondheim om problemstillingen, og det fremkom på dette møtet at det ikke var mulig å gi konkrete svar på den tiden man hadde til rådighet.
Men Sintef har en rekke observasjoner fra tidligere terskelsprengninger og tunnelutslag under vann og kunne ut i fra disse erfaringer gi oss noen råd for etablert praksis for denne typen jobber.
Vi har erfaring fra sprengning av terskeler foran vannkraftdammer. I disse tilfellene er avstanden fra terskel til dammen, eller deler av dammen svært kort, gjerne 20-50 meter.
Vi har aldri erfart at bølgeoppskylling er noe problem i denne sammenheng, og dermed er det heller ikke gjort noen observasjoner av bølgene. Ved Solbergfoss ble det sprengt en terskel ca 30 meter foran dammen, der fribordet var ca. 4 meter, uten at det førte til kommentarer om oppskylling. Med den informasjon vi har greid å skaffe til veie er det grunn til å anta dempningen mot Tananger-siden 800-900 meter fra terskelen, vil bli så stor at det vil være snakk om ubetydelige bølger. Inne i dokken ville det bli større bølger, kanskje opp mot 1-1,5 meter.

3.10 Sprengningsresultat

Vi ble vitne til en spektakulær sprengning som på det nærmeste fikk utvikle seg bare 15 meter fra Utenriksterminalen som var under oppføring. Sekstifem tonn sprengstoffer frigjør 62 000 m^3 sprenggasser, og fragmenterer 41 000 m^3 fjell som tårner seg opp med enorme vann-og steinmasser. I den store glassfasaden mot terskelen var det kun ett vindu som ble skadet. Deler av Utenriksterminalen ble påført høyere rystelser enn det som er allment akseptert i henhold til NS 8141. I ettertid er det etter en nøye gjennomgang bekreftet at bygningen ikke ble påført nevneverdige skader på grunn av rystelsene.

Fig.12 Terskelsalven i Risavika havn under utvikling. Store vannmasser settes i bevegelse innover i Vågen, og utover i Tanangerfjorden.

En vellykket presplittvegg ble avdekket mot Utenriksterminalen, mens presplittveggen i terskelens andre ende ikke ga det forventede resultat. Dertil var fjellmassivet for oppsprukket etter tidligere sprengninger.
Bølgeoppskyllingen innover i Vågen ble noe høyere enn forventet med en maksimal høyde på ca. 2 meter, men dette utgjorde ikke noe stort problem. Det gjorde heller ikke bølgehøyden innover mot Tananger-siden heller, men effekten av vannmengden i bølgen medførte større problemer. Enkelte båter som lå ved kai i off-shore havnen har påberopt seg mindre skader som følge av bølgeoppskyllingen.
Resterende del av terskelen i Risavika som utgjorde 30% havn ble skutt ved en senere anledning, og de samme sprengningstekniske parametere kom til anvendelse. Mudringen av sprengmassene i terskelen er senere gjennomført uten behov for ettersprengning av knøler o.l, etter at det ble innsatt tyngre lasteutstyr på mudringsjobben.

4. KONKLUSJON

Sprengningen av Norges største terskel under vann ble vellykket , og satte dermed kronen på et godt gjennomført sprengningshåndverk totalt sett i den 700 000 m^3 store Vågen. Viktige faglige erfaringer er innhentet for alle som deltok i dette utfordrende sprengningsprosjektet.

FELLESSESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

ALUMINIUMSANLEGG I QATAR. TOMTEOPPARBEIDELSE, GRUNNFORBEDRING OG FUNDAMENTERING

Aluminium Plant in Qatar. Site Preparation, Ground Improvement and Foundation Works

Siv.ing. Ola Ellingbø, Norconsult as
Siv.ing. Per Willy Nysæter, Norsk Hydro ASA
Ing. Finn Skrabeklev, Norsk Hydro ASA

SAMMENDRAG
Norsk Hydro har i samarbeid med Qatar Petroleum dannet selskapet Qatar Aluminium LTD, populært kalt Qatalum, og bygger for tiden verdens største aluminiumsverk i ett byggetrinn i Mesaieed, Qatar. I tillegg til selve aluminiumsverket bygges eget gasskraftverk, kaianlegg og en ny landsby for innkvartering av 10.000 arbeidere. Denne artikkelen gir en innføring i geotekniske arbeider og erfaringer i forbindelse med tomteopparbeidelsen og fundamentering på borede peler. Det ble gjennomført grunnforbedring ved hjelp av dypkomprimering *("Dynamic Compaction")* med 24 tonns fallodd sluppet fra 20 m høyde over et areal på 126.000 m^2. På et annet område (253.000 m^2) ble grunnforbedring gjennomført ved utlegging og senere fjerning av 760.000 m^3 forbelastningsfylling kombinert med vertikaldrenering for å fremskynde setninger. Tomta ble fylt opp med ca. 5 mill. m^3 fyllmasse bestående av dynesand og en blanding av knust berg og dynesand *("Mix Material").* Utlegging og komprimering av dynesand ble gjort uten tilførsel av vann *("Dry Compaction").* Det utføres for tiden ca. 5.500 borede, plasstøpte peler til berg. Pelene er boret ned i berg og bærer på sidefriksjon mellom peleoverflaten og berget. Spissbæring er ikke tillatt i designen. Alle pelene integritetstestes ved *"Sonic Echo Testing"* samt at det gjennomføres statisk prøvebelastning av et visst antall peler. I tillegg til geofaglige utfordringer og erfaringer, gis noen erfaringer fra hvorledes det er å bo og arbeide i et stort flerkulturelt prosjekt i araberlandet Qatar.

SUMMARY
In cooperation with Qatar Petroleum, Norsk Hydro has established the company Qatar Aluminium LTD (Qatalum) and is now constructing the world's largest Aluminium Plant in one step in Mesaieed, Qatar. A new Gas Power Plant, jetty and a new village for accommodation of 10,000 workers are also built. This paper deals with geotechnical works and experiences gained related to the Site Preparation and installation of Bored Cast-in-situ Piles. Ground improvement by Dynamic Compaction with a 24 ton pounder dropped from 20 m height has been performed on a 126,000 m^2 area. On another area (253,000 m^2) ground improvement has been performed by vertical drains and preloading the area with 760,000 m^3 additional fill to accelerate settlements. The terrain on Site has been raised by approximately 5 million m^3 of fill, comprising dune sand and a mixture of crushed rock and dune sand. Compaction of dune sand was performed without adding water to the sand, Dry Compaction. Installation of approximately 5,500 Bored Cast-in-situ Piles are ongoing. The piles are drilled into bedrock and no end bearing is allowed in the design. All bearing should be as skin friction between the pile surface and the rock. All piles are Integrity Tested by "Sonic Echo Testing" and some piles are tested by static load tests. In addition to technical issues some experiences are given related to living and working in a large multi cultural project as Qatalum, in the Arabic country of Qatar.

1 INNLEDNING

Hydro er godt i gang med bygging av verdens største aluminiumsverk i ett byggetrinn, med start fra jomfruelig terreng i strandkanten i Qatar. Det er etablert et eget selskap, Qatalum (Qatar Aluminium Ltd.) for dette formålet, eiet 50% av Hydro og 50% av Qatar Petroleum (Qatars nasjonale olje- og gasselskap). Utbyggingen ledes av Hydro, som har satt ut en lang rekke EPC-kontrakter for ulike deler av anlegget. I tillegg til selve aluminiumsverket bygges et eget gasskraftverk på 1350 MW (ca. tre ganger størrelsen av Kårstø-anlegget) og en ny by for innkvartering av 10.000 arbeidere til bygging av anlegget. Landsbyen har egen moské, egne butikker, eget renseanlegg etc.. Kravene til sikkerhet og miljø er minst like strenge her som i Norge, og Hydro bruker betydelige resurser på dette. Feltarbeidene startet i januar 2007 og den første aluminiumen skal etter planen produseres mot slutten av 2009. Mer info om prosjektet kan finnes på: http://www.qatalum.com

Noen nøkkeltall for å vise størrelsesordenen på anleggs-/byggearbeidene:

- Tomteareal ca. 1,8 km^2, tilsvarende ca. 250 fotballbaner.
- Oppfylling med ca.5 mill m^3 fyllmasse (fordelt på 2 entrepriser).
- Dypkomprimering med fallodd av 126.000 m^2 (24 tonns lodd sluppet fra 20 m høyde).
- Vertikaldrenering av 253.000 m^2.

Figur 1: Anlegget etter utbygging av første fase vist i hvitt. Utbyggingsfase 2 vist i blått (ikke vedtatt igangsatt). Smeltehaller til høyre (2stk., hver ca. 1,2 km lange). Det ligger store industrianlegg rundt tomta. Disse er fjernet på figuren.

2 TOMTEOPPARBEIDELSE

Området Qatalum fikk tildelt for bygging av anlegget ligger i Mesaieed, sørøst i Qatar (like i nærheten av de andre anleggene Hydro har hatt i Qatar siden tidlig 70-tallet).

Figur 2: Typisk bilde fra tomta før oppstart (vått etter regn, hvilket ikke er typisk)

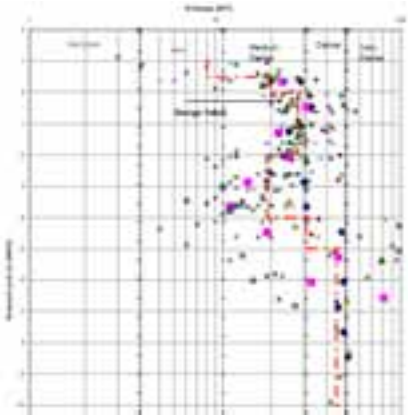
Site Prep kontrakten ble tildelt et lokalt entreprenørfirma, Al Jaber Engineering, i januar 2007 med ferdigstillelsesdato 30. juni 2008. Kontrakten omfattet utlegging av ca. 0,7 mill m^3 dynesand og ca. 4,0 mill m^3 Mixed Material (blanding av dynesand og knust berg). I tillegg omfattet kontrakten dypkomprimering med fallodd av 126.000 m^2 og konsolidering av ca. 253.000 m^2 ved hjelp av vertikaldren og forbelastning.

Fyllmassene ble levert av byggherren via en separat kontrakt med firmaet ASWAN som driver et stort massetak for uttak av fjell (kalkstein) med eget knuseverk.

Hele tomta skulle fylles opp fra eksisterende terreng på gjennomsnittlig kote +0,8 til kote +3,1.

2.1 Grunnforhold

Tomta var et stort, flatt område nær sjøen på kote +0,6 til + 1,3 med grunnvann i liten dybde (0-1 m dybde varierende blant annet med sjøvannstanden). Massene i overflaten var hovedsakelig sand med noe innhold av silt. I området for selve aluminiumsverket (vestre del av tomta) består grunnen hovedsakelig av sand, med varierende innhold av silt og varierende grad av fasthet (fra løs til meget fast lagring). Dybdene til fjell i dette området var stort sett mellom 10 og 15 meter. Generelt kan grunnforholdene i denne delen av tomta betegnes som gode. Typiske N-verdier fra Standard Penetration Tests (SPT) er vist i figur 3.



Figur 3: Typiske grunnforhold i området for aluminiumsverket

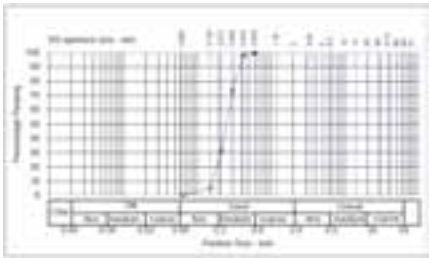
I østre del av tomta, og spesielt der gasskraftverket bygges, er grunnen mer utfordrende geoteknisk sett. Her er det et 7-11 m tykt lag av bløt leirig silt mellom et øvre 4-5 m tykt lag av sand av varierende fasthet og et underliggende fast sandlag før fjell påtreffes i 14-18 m dybde. Typiske CPTU-kurver for dette området er vist i kapittel 3.2.

Fjellet består hovedsakelig av kalkstein med lag av siltstein. Fjellet er betydelig forvitret og har lav styrke *("weak to moderetly weak").* Kalksteinen inneholder hulrom av varierende størrelse (karst).

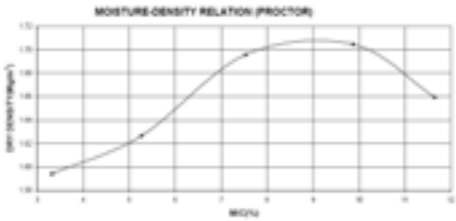
Basert på grunnundersøkelser, utført av byggherren i en tidligfase av prosjektet, ble anlegget flyttet fra østre til vestre del av tomta pga det bløte silt-/leirlaget. Elektrolysehallen var opprinnelig tenkt mot øst, men ble flyttet til vestre del av tomta for å unngå peler, hvilket ville vært en meget omfattende, tidkrevende og kostbar løsning. I øst, der elektrolysehallen nå bygges, fundamenteres den direkte i løsmassene.

2.2 Tørrkomprimering av sand

Fra eksisterende terreng og opp til kote +1,4 skulle det fylles opp med dynesand (ensgradert, vindavsatt sand fra ørkenen) fordi dette tradisjonelt har vært lett tilgjengelig og billig fyllmasse. Kontraktskravet var komprimering til minst 95 % MDD *("Maximum Dry Density, BS1377-4: 1990, Method of Test: 4,5 kg rammer"),* tilsvarende Modifisert Proctor.



Figur 4: Typisk kornfordelingskurve for dynesand



Figur 5: Typisk vanninhold-/romvektskurve for dynesand

Typiske verdier for dynesanden vi benyttet, var maksimal tørromvekt (MDD) på 17,0 kN/m^3 og et optimalt vanninnhold på 8-12 %. Ved levering hadde dynesanden et vanninnhold på 1-3 %. Entreprenøren planla å legge ut og vanne dynesanden for å komme opp i optimalt vanninnhold før komprimering. Med utlegging av 700.000 m^3 dynesand, betydde dette tilførsel av minst 100.000 m^3 vann. Innblanding av vann er heller ikke enkelt siden man ikke kan kjøre på den utlagte dynesanden med tankbil. Vi forespurte derfor entreprenøren om han ikke kunne legge ut og komprimere dynesanden tørt *("Dry Compaction").* Dette prinsippet er godt dokumentert i litteraturen over de siste 20-30 årene og egner seg spesielt godt for ørkensand. Han hadde ingen erfaring med dette og påstod at det ikke hadde vært praktisert i Qatar. Han var imidlertid interessert i å prøve. Han så jo muligheten for betydelige besparelser ved å slippe vanning. Som byggherre var vi også interessert i dette da det helt klart ville være tidsbesparende, og vi hadde en meget stram fremdriftsplan.

Sand med lavt finstoffinnhold, som typisk vindavsatt dynesand, har den egenskapen at når vanninnholdet reduseres fra de ca. 3 % hvor kurven i figur 5 avsluttes, vil oppnådd tørromvekt ved komprimering øke raskt med avtakende vanninnhold. Ved tilnærmet tørt materiale vil man ofte kunne oppnå høyere tørromvekt enn MDD bestemt ved optimalt vanninnhold.

Det ble bestemt å gjennomføre en enkel test. Entreprenøren var mest betenkt med hensyn til hvorledes det ville være å kjøre på den løst utlagte sanden med en tung vibrovalse. Fra kolleger i Dubai, hvor de har praktisert tørrkomprimering, ble han anbefalt å kjøre i sirkler og holde valsen kontinuerlig gående. Ved stopp og oppstart må vibreringen være avslått.

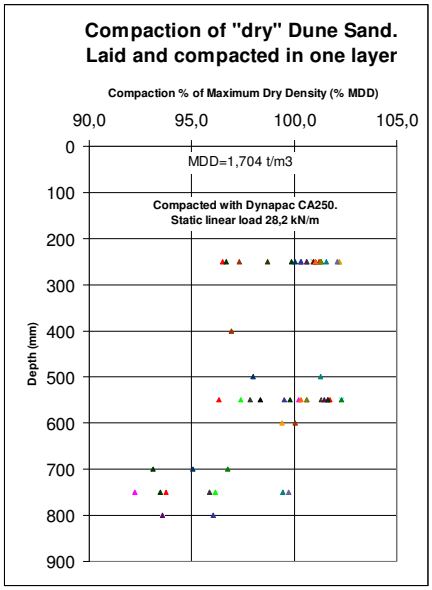
Figur 6: Testing av komprimeringsgrad av tørrkomprimert dynesand med isotopmåler

For testen ble det lagt ut dynesand i et ca. 1m tykt lag og komprimert med en Dynapac CA250 (statisk linjelast 28,2 kN/m). Det ble kjørt 6-8 passeringer før oppnådd romvekt ble målt ved hjelp av en isotopmåler. Resultatene av testen er vist i figur 7 og 8. Det ble ikke gjennomført noen test av hvor mange passeringer som var nødvendig for å oppnå 95 % MDD i en gitt dybde. Entreprenøren så ingen praktisk nytte i eventuelt å kunne greie seg med noen færre passeringer (arbeidskraft og diesel koster nesten ingen ting og utstyr hadde han nok av).

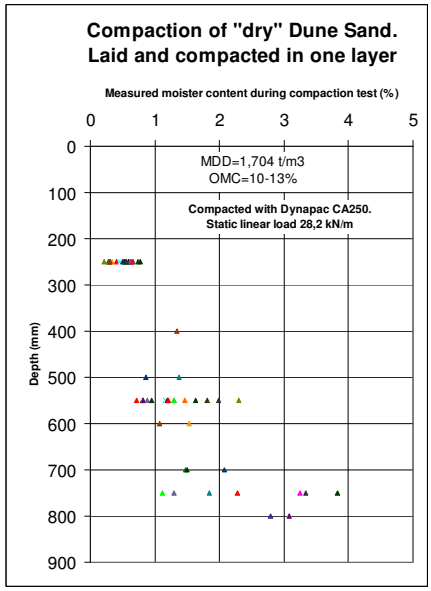
Kontrollopplegget og akseptkriteriet i kontrakten var måling av oppnådd tørromvekt, ikke antall passeringer. Måling av oppnådd romvekt med isotopmåler er noe entreprenørene her nede er vant med som standard opplegg for alle fyllings og komprimeringsjobber, så det var uproblematisk.

Basert på denne testen ble det konkludert med at det kunne legges ut inntil 60 cm tykke lag (ferdig komprimert). Grunnen til at vanninnholdet i alle testene i dybde 250 mm (figur 8) er under 1 %, er hurtig uttørkingen av sanden etter utlegging (stort sett 35-45 grader i skyggen). Dette lave vanninnholdet er gunstig i forhold til å oppnå høy komprimeringsgrad. Det at sanda ikke får tid til å tørke ut like godt i dybden, er nok en vesentlig årsak til at det ikke oppnås tilstrekkelig komprimeringsgrad i dybder større enn ca 60 cm. I tillegg til dette blir selvfølgelig også virkningsgraden av valsa mindre med dybden. Begge disse forholdene virker altså i ugunstig retning i forhold til hvor tykke lag som kan legges ut. 60 cm er

imidlertid en betydelig lagtykkelse for komprimeringsutstyr som ikke er tyngre enn det som ble benyttet her. Det var uaktuelt for oss å prøve med tyngre komprimeringsutstyr siden det ikke var tilgjengelig, samt at 60 cm lagtykkelse passet svært godt. Det aller meste av dynesandfyllingen kunne dermed legges ut i ett lag. Hadde massene blitt vannet for å komme opp i optimalt vanninnhold, hadde man høyst sannsynlig måttet benytte mindre lagtykkelse og dermed utlegging i to lag, hvilket ville tatt betydelig lengre tid.



Figur 7: Oppnådd komprimeringsgrad mot dybde



Figur 8: Vanninnhold i sanda ved komprimering mot dybde

All utlagt sand ble kontrollert med romvektsmåling for ca hver 1.500 m^3 utlagt masse (ca. 500 målinger). Det var kun enkelte mindre områder som ikke oppnådde minst 95 % MDD ved første kontroll. Disse ble komprimert med noen flere passeringer og ved andre gangs kontroll var kravet alltid oppfylt.

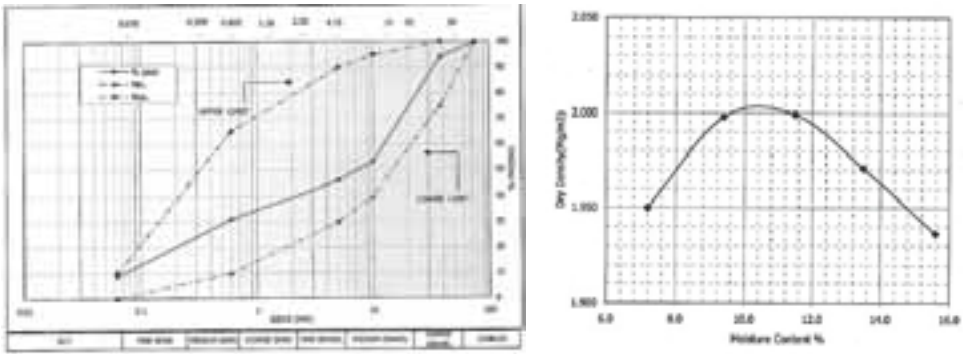
Det viste seg at det ikke var noe problem å kjøre vibrovalse på dynesanden. Trikset var å ikke sette på vibrering før man hadde fått fart på valsa, og ikke stoppe før vibreringen var slått av. Gjorde man dette, kunne man stoppe og starte så ofte man ville og kjøre frem og tilbake som ved komprimering av andre massetyper. Det ble benyttet bulldoser for utlegging av sanden etter at den var tippet lass i lass på opprinnelig grunn.

Figur 9: Utlegging og komprimering av tørr dynesand

2.3 Produksjon av fyllmasser

Over dynesanden ble det lagt ut *"Engineered Fill"*. Gode fyllmasser er mangelvare i Qatar og berget består hovedsakelig av forvitret, svak kalkstein med noe siltstein. Dette er bortimot så lang unna godt norsk berg som man kan komme. Berget finnes heller ikke som fjell eller høyder i terrenget. Qatar er padde flatt og høyeste punkt er 103 m over havet. Berg til knusing tas ut ved å sprenge seg 6-8 m nedover i det flate terrenget i massetak som dekker enorme arealer. Knusing av berget medfører betydelige mengder finstoff. For å kunne utnytte mest mulig av det knuste berget er det normalt i Qatar å tillate inntil 10 % finstoff i gode fyllmasser (telefarlighet er selvfølgelig ikke noe tema). Det er også normalt å blande inn dynesand i det knuste berget for å få en jevnere og bedre korngradering (uten for store sprang i graderingskurven). På grunn av denne blandingen av knust og naturlig materiale, kalles disse fyllmassene gjerne *"Mix Material"*.

Hydro valgte å benytte standardkravene i *"Qatar Construction Specifications" (QCS)* for gode fyllmasser *("Engineered Fill")* og legge til grensekurver for korngradering, se figur 10. Figuren viser også en typisk korngraderingskurve for en prøve med tilhørende resultater fra komprimeringsforsøk i laboratoriet (MDD / Modifisert Proctor).



Figur 10: Grensekurver for korngradering av "Mix Material" med typisk kurve fra prøve, samt komprimeringsforsøk (MDD/Modifisert Proctor) for samme materialprøve

Typisk maksimal tørromvekt (MDD) lå på 20,0 kN/m^3 ved optimalt vanninnhold på rundt 10 %. Det ble tatt én prøve for laboratorietesting for hver 10.000 tonn fyllmasse, totalt ca. 1.000 prøver. Variasjonsområdet for maksimal tørromvekt var 19,3 til 21,0 kN/m^3 og 7,0 til 13,0 % for optimalt vanninnhold.

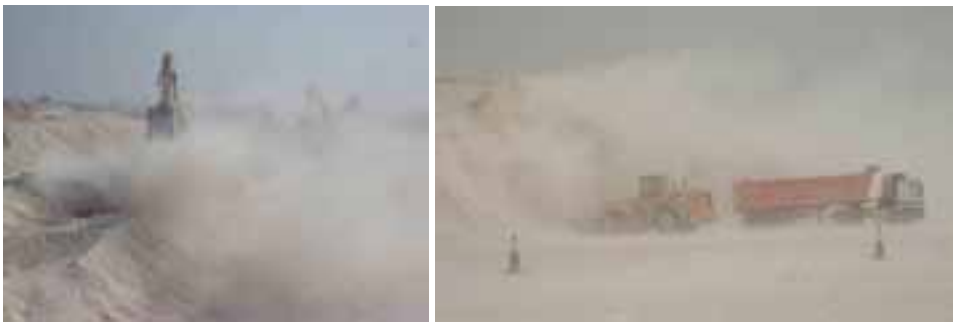
Som nevnt måtte fyllmassene produseres på stedet ved å blande knuste masser og sand. Dette var en omfattende prosess som inkluderte et stort antall maskiner. Knuste masser og sand ble kjørt inn separat på store biler som i snitt tok ca. 50 tonn per lass. Massene ble tippet hver for seg og så lagt opp sammen i hauger *("stockpiles")* ved hjelp av hjullastere slik at blandingsforholdet ble 25 % sand og 75 % knuste masser (1 skuffe sand og 3 skuffer knust masse). Deretter ble disse haugene snudd og vendt på ved hjelp av bulldosere og gravemaskiner til man ikke lenger kunne se ren sand i massene. Haugene ble stort sett etablert med 20.-30.000 tonn masse i hver. Det ble så tatt representative prøver for undersøkelse i laboratoriet (korngradering, Atterbergs grenser, organisk innhold og saltinnhold) for dokumentasjon i forhold til kontraktens krav. Organisk innhold og saltinnhold var alltid godt under maks kravene og følgelig uproblematisk. I starten slet vi noe med å komme under 10 % finstoff (kravet) og under 35 % flytegrense (kravet). Var ikke kravene overholdt måtte

entreprenøren tilføre mer sand og/eller knuste masser uten finstoff og blande det hele på nytt før nye prøver ble tatt. Ca. 10 % haugene måtte blandes på nytt. Lærekurva var bratt, og under siste del av denne prosessen tilfredsstilte samtlige hauger kravene etter første gangs blanding.

Levering av masser, og blanding av disse til overensstemmelse med kontraktens krav, var én separat entreprise. Tomteopparbeidelse og utlegging av fyllmasser var en annen entreprise. Når prøvene viste overensstemmelse med kvalitetskravene, ble haugen *("stockpilen")* godkjent og overtatt av byggherren som så overleverte den til tomteopparbeidelsesentreprenøren for utlegging.

Masseleveranseentreprisen pågikk for det alt vesentlige over en periode på 10-11 måneder. Det ble levert ca. 200.000 lass, hvilket i gjennomsnitt tilsvarer ett lass per 2. minutt døgnet gjennom i hele perioden. På det meste ble det levert ca 1.500 lass på ett døgn, hvilket tilsvarer litt mer enn ett lass per minutt. De knuste massene ble transportert ca. 70 km og sanda ca. 10 km. Dette var som man skjønner, en betydelig transport- og logistikkoppgave i tillegg til blanding og håndtering av masser. Det krevdes dessuten betydelige arealer for å gjennomføre blandeprosessen. Disse arealene ble først etablert ved utlegging og komprimering av et ca. 50 cm tykt lag med en type sprengstein, eller *"quarry run"* som det heter i Qatar. Dette er grovsprengt berg med betydelig større mengder fine masser og svakere stein enn hva vi har i norsk sprengstein. Massen er imidlertid utmerket som forstekningslag på bløt sand og silt.

Prosessen med tipping, blanding av masser, opplasting og utlegging var en prøvelse med hensyn til støv. Massene innholdt mye finstoff og de måtte være tørre for å få til blandeprosessen. Dette produserte til tider så mye støv at når det i tillegg blåste, var det dager vi måtte stoppe alle arbeider av sikkerhetsmessige grunner. Det var svært liten sikt, omtrent som å kjøre i tykk tåke. Støvmaske var påkrevet for de som jobbet ute.

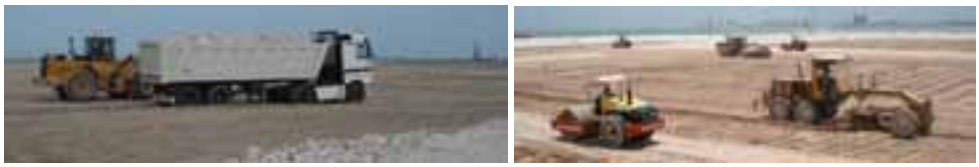


Figur 11: Miksing av fyllmasser, opplasting og utlegging medførte betydelige støvproblemer

Selv om det i starten var problemer med å skaffe nok biler, gikk masseleveransejobben veldig bra. I én periode var det mangel på diesel til bilene og i en annen periode ble det stopp i tilgangen på sand. Diesel og sand var noe vi trodde de hadde nok av her nede, så dette var det vanskelig å forutse. Selv med disse problemene ble masseleveransekontrakten gjennomført innenfor den opprinnelige tidsplanen, og det ble levert mer masse enn opprinnelig forutsatt i kontrakten.

2.4 Oppfylling av tomta

Tomta bestod av et ca. 1,8 km^2 stort flatt område delvis tilgrodd med en form for siv. Løsmassene i overflaten var sand og siltig sand. Stort sett kunne man kjøre på terrenget, men enkelte steder var det bløtområder hvor man lett satte seg fast, "*sabkha*" som det kalles lokalt.



Figur 12: a) Bil med fyllmasse som har kjørt seg fast i opprinnelig grunn ("sabkha")
b) Utlegging/komprimering av "Mix Material"

Tomteopparbeidelsen omfattet følgende operasjoner:

- Fjerning av vegetasjon og eventuelle dårlige masser (silt/leire etter tidligere innspyling av masser på enkelte områder).
- Løsgjøring / blanding *("scarification")* av de øvre 30 cm av opprinnelig grunn.
- Komprimering av opprinnelig grunn til minst 95 % MDD (forutgående prøvetaking og laboratoriebestemmelse av MDD for hvert delområde).
- Utlegging og komprimering av dynesand opp til kote +1,40 (gjennomsnittlig 50-60 cm tykkelse).
- Utlegging og komprimering av blandede masser *("Mix Material")* opp til kote +3,10.

Tomteopparbeidelsen ble i all hovedsak gjennomført i løpet av ca. ett år og ble ferdigstilt ca. 2 måneder før tidsplanen, inklusive områder som i utgangspunktet ikke var planlagt i denne fasen av utbyggingen. Gjennomsnittlig ble det ferdigstilt ca. 15.000 m^3 fylling per dag.

Utlegging og komprimering av dynesand er omhandlet i detalj i kapittel 2.2. Utlegging og komprimering av *"Mix Material"* ble gjennomført i lag á 30 cm tykkelse (ferdig komprimert). Under utlegging var massene tørre. De ble så vannet med tankbil. Det ble benyttet saltvann fra sjøen like ved. Deretter ble vannet blandet inn i massene ved å kjøre over med veiskrape ("grader") med tenner (en form for pløying) i to retninger vinkelrett på hverandre. Så ble massene jevnet ut med veiskrape og komprimert med vibrerende valser med statisk linjelast i størrelsesorden 27-30 kN/m. Etter komprimering ble hvert lag testet mot MDD før videre oppfylling. Det ble testet i et rutemønster på ca 40x40 m med isotopsonde. Det ble testet i 2 dybder per sted (15 og 25-30 cm). Det ble totalt gjort ca 14.000 avlesninger av romvekt og vanninnhold. Det var kun i svært få tilfeller at mindre områder måtte komprimeres ekstra for å tilfredsstille kravet til minst 95 % MDD. Gjennomsnittlig registrert komprimeringsgrad lå i størrelsesorden 98 og 100 %.

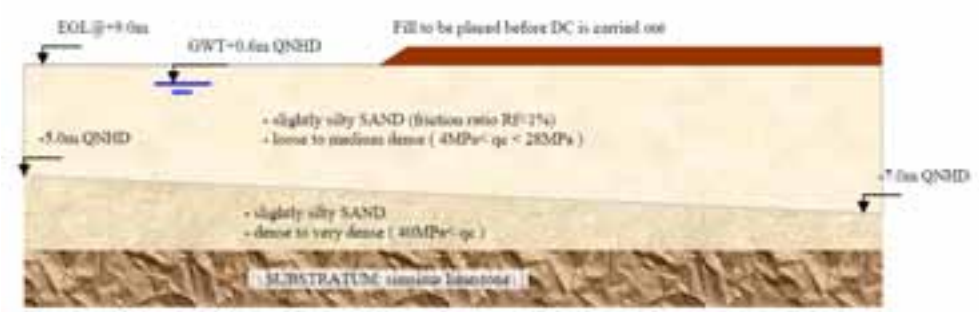
3 GRUNNFORBEDRING

Grunnforholdene under første utbyggingsfase av aluminiumsverket er generelt gode og de fleste bygninger/konstruksjoner er direktefundamentert på såler og enkeltfundamenter. Noen tunge og/eller meget setningsømfintlige bygg måtte likevel fundamenteres på peler/pilarer til berg. Grunnforholdene på tomta for gasskraftverket er helt annerledes enn på tomta for første fase av aluminiumsverket. Her er det betydelig mektighet av setningsgivende siltige/leirige masser under et topplag av sand.

3.1 Dypkomprimering med fallodd (dynamisk komprimering)

I en tidlig fase av prosjektet ble det vedtatt å gjennomføre grunnforbedring av området hvor Anode Baking skulle bygges. Setningsberegninger viste risiko for noe større differensialsetninger enn det som kunne tolereres. Med løsmasser bestående hovedsakelig av sand med noe innhold av silt, lå forholdene godt til rette for komprimering av grunnen for å

oppnå en fastere lagring og ikke minst få jevnere forhold og derigjennom reduserte setninger og differensialsetninger.



Figur 13: Grunnforhold i området som ble dypkomprimert

Området som skulle dypkomprimeres var på 280 x 450 m, eller 126.000 m^2.

Utførelse

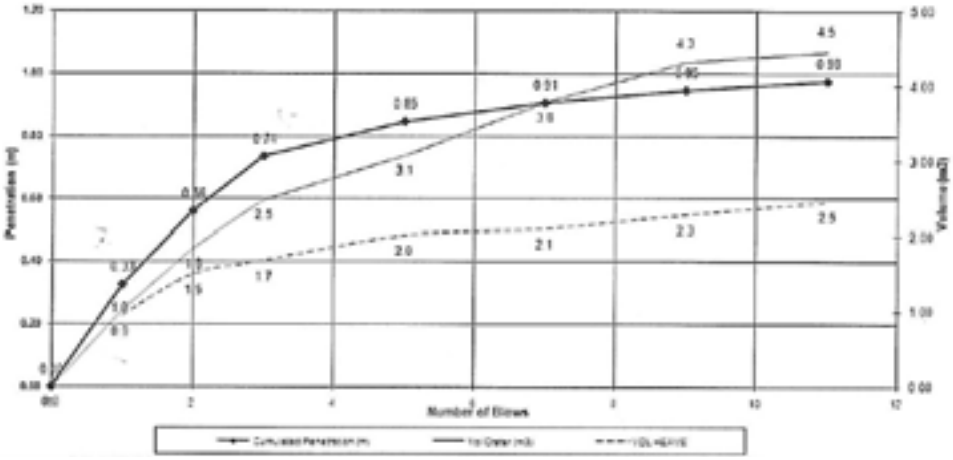
Figur 14: 24 tonns lodd fra 20 m høyde

Dypkomprimeringen var en del av kontrakten for *"Site Prepatation"* og entreprenøren valgte å sette bort dette arbeidet til en internasjonal spesialentreprenør på feltet, Freyssinet Menard (fransk med Midtøsten-kontor i Dubai). Anbudsforespørselen forutsatte komprimering med et minimum 15 tonns lodd og fallhøyde minst 15 m. Arbeidet skulle styres av byggherren og avregnes etter virkelig utført komprimeringsarbeid. Entreprenøren tilbød som alternativ til dette, å ta ansvaret for utførelsen basert på definerte kriterier for oppnådd bæreevne og maksimale setninger/differensialsetninger for typiske fundamenter etter grunnforbedringen. Grunnlaget for disse beregningene ble avtalt i form av definerte grunnundersøkelser, tolkingsgrunnlag og beregningsmetoder. Dette var fordelaktig for byggherren som ellers måtte hatt en omfattende oppfølging av dette arbeidet, sannsynligvis mer omfattende enn tenkt under anbudsutarbeidelsen. Det alternative tilbudet ga dessuten muligheten for å få full nytte av spesialentreprenørens erfaringer og kompetanse, og det ga en sikkerhet for kostnadene. Denne totalentreprenørmodellen ble valgt og gjennomført på en svært tilfredsstillende måte.

Avtalte grunnundersøkelser bestod av 39 Pressuremeter Tests (PMT) og 21 CPTU-sonderinger. Tolking av Pressuremeter og beregning av tillatt bæreevne ble gjort etter franske retningslinjer, *"D60 AN Code "Application and Interpretation of Pressuremeter Test to foundation design"*. Setningsberegninger ble gjort ved hjelp av Plaxis 2D. For øvrig var "*Eurocode 7 - Geotechnical Design Part 3"* grunnlag for arbeidet.

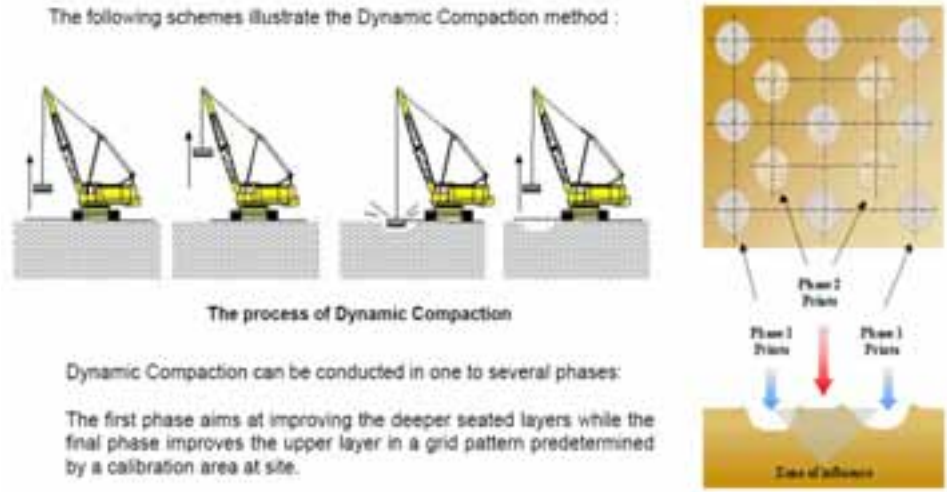
Arbeidet startet med et testområde på 50x50 m. Her ble det gjennomført 2 stk. PMT før komprimering og 4 stk PMT etter komprimering. I tillegg ble det gjennomført 2 stk. heve- og penetrasjonstester, dvs. måling av nedtrengningen av loddet i bakken for hvert slag, samtidig som heving av terrenget rundt loddet også måles etter hvert slag (nivellement av plugger slått

ned i bakken i ulik avstand fra dropp-punktet). Ved å plotte akkumulert nedtrengning av loddet mot antall dropp, og det samme for volum av krateret og volum av terrenghevingen, får man en god oversikt over komprimeringseffekten av hvert ekstra dropp. Typisk plott av en slik test er vist i figur 15.



Figur 15: Penetrasjon av loddet (tykk hel linje), volum krater (tynn hel linje) og volum terrengheving (stiplet linje) mot antall dropp (Freyssinet Menard, As Built Report for the Qatalum Project)

Dypkomprimeringen ble gjennomført i to faser der loddet ble sluppet i et rutemønster på 7x7 m i hver av de to fasene, se figur 16. Med en forskyvning av rutenettet i de to fasene resulterte dette i et endelig rutemønster på 3,5x 3,5 m mellom droppunktene. Etter disse to fasene, og gjenfylling av kratrene, ble det gjennomført en såkalt *"ironing"*-fase med et mindre lodd og mindre fallhøyde for å komprimere øvre del av løsmassene, som til dels ble løsgjort av det store loddet og den store fallhøyden.



Figur 16: Prinsipp for dypkomprimert (Dynamic Compaction) (Freyssinet Menard, Method Statement for the Qatalum Project)

Dypkomprimeringsområdet var stort og antall dropp ble variert noe innenfor delområder basert på grunnundersøkelsesdata og målt nedtrengning av loddet under utførelsen. Følgende variasjonsområder ble benyttet:

- Fase 1: 14-24 tonns lodd, 5-10 dropp fra 20 m høyde i rutemønster 7x7 m
- Fase 2: 14-24 tonns lodd, 4-8 dropp fra 20 m høyde i rutemønster 7x7 m
- *"Ironing":* 14 tonns lodd, 1 dropp fra 15 m høyde i rutemønster 3,5x3,5 m

Loddet ble droppet i 10.400 punkter med til sammen ca. 81.000 dropp tilsvarende en tilført komprimeringsenergi på gjennomsnittlig ca. 3.000 kNm/m^2.

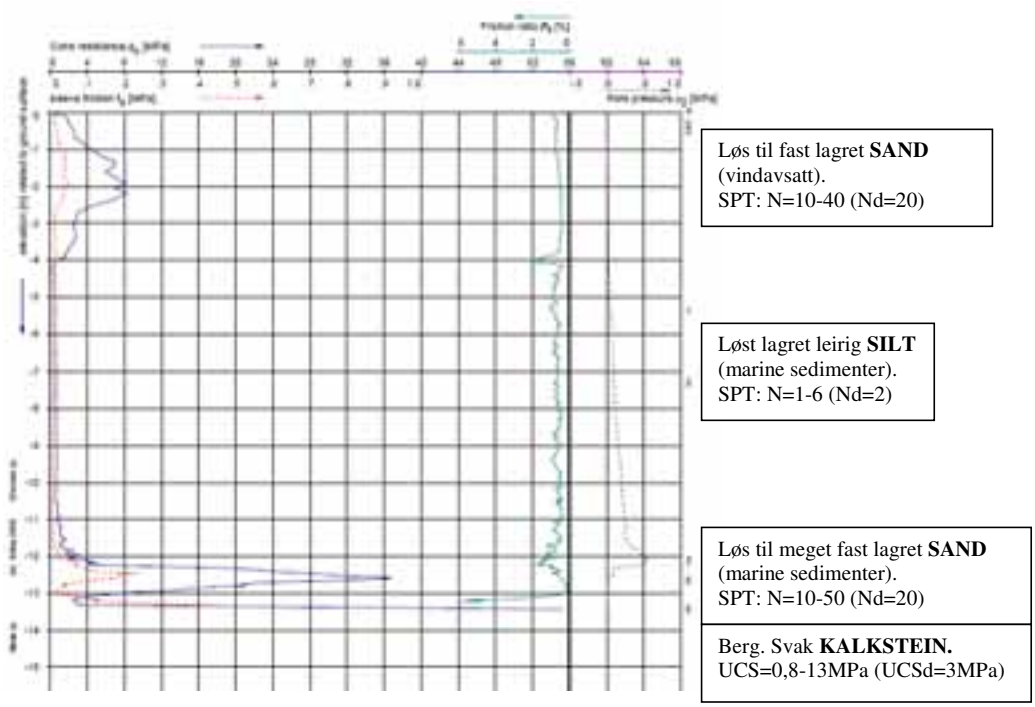
Erfaringer med dypkomprimering
Arbeidet ble gjennomført med ei kran i løpet av ca 3,5 måned, eller gjennomsnittlig ca. 1.500 m^2 per arbeidsdag. Pga høye dagtemperaturer på sommeren måtte en del av komprimeringsarbeidet utføres på nattskift. Kranmotoren og hydraulikksystemet fikk for dårlig kjøling ved arbeid på dagtid.

Etter avsluttet dypkomprimering ble det avtalte grunnundersøkelsesprogrammet gjennomført, resultatene tolket og presentert for byggherrens godkjenning før beregning av bæreevne og setninger for de på forhånd definerte fundamentstørrelsene og lastsituasjonene. Beregningene viste god margin til de avtalte akseptkriteriene.

Beslutningen om å dypkomprimere ble tatt i en tidlig fase av prosjektet. Dette var basert på setningsberegninger som tydet på mulige problemer med differensialsetninger mellom fundamenter og mulig rotasjon av søylefundamenter. Disse tåler lite differensialsetninger og svært lite rotasjon fordi de blant annet skal bære kranbaner. Det var marginalt om denne grunnforbedringen var nødvendig eller ikke. Grunnundersøkelser før og etter dypkomprimeringen viste ingen store forbedringer mht grunnens setningsegenskaper generelt sett, men de viste tydelig at variasjonene innenfor området var blitt vesentlig mindre. Med andre ord, grunnen var blitt mer homogen. Dette reduserte mulige variasjonsområder for hvilke setninger man kunne forvente og følgelig reduserte differensialsetninger, hvilket også var hovedhensikten med dypkomprimeringen. I så måte må denne grunnforbedringen sies å ha vært vellykket. Om den strengt tatt var nødvendig, vil man aldri få noe klart svar på. Et annet viktig poeng ved den grunnforbedringen som ble gjort, var å dokumentere overfor den EPC-kontraktoren som overtok området fra Hydro, at grunnen tilfredsstilte visse krav til geotekniske parametre, definert i grunnlaget for EPC kontrakten.

3.2 Vertikaldrenering og forbelastning

Grunnforholdene på tomta for gasskraftverket er helt annerledes enn på tomta for første fase av aluminiumsverket. Typiske grunnforhold for kraftverkstomta er vist på figur 17. Bæreevnemessig er grunnen god, med 4-5 m sand i toppen. Setningsmessig er imidlertid grunnen problematisk med et gjennomgående 7-11 m tykt lag av bløt, leirig silt under sanda. Dette silt-/leirlaget vil gi betydelige setninger ved pålasting. Både tomteoppfyllingen og fundamentlaster ville medføre betydelige setninger hvis ikke tiltak ble iverksatt. Løsningen ble grunnforbedring med vertikaldren, kombinert med forbelastning av hele området før etablering av bygninger for å få unnagjort setninger fra tomteoppfyllingen pluss 50 kN/m^2 ekstra tilleggslast. Tunge og setningsømfintlige bygg/konstruksjoner må likevel peles til berg.



Figur 17: Typiske grunnforhold (CPTU) på kraftverkstomta (utført av Fugro Qatar for Hydro)

Opprinnelig terreng lå på rundt kote +1,0 og terrenget skulle heves til kote +3,1 forut for bygging, og endelig til ca kote +3,7 ved ferdig utbygging. Med de grunnforholdene man hadde, var setninger og setningsutvikling helt avgjørende for prosjekteringen av kraftverket og fremdriften av tomteopparbeidelsen. Det ble beregnet at setninger som følge av tomteoppfyllingen og en tilleggslast på 50 kN/m^2 (2,5–3,0 m tilleggsfylling), ville bli i størrelsesorden 150–200mm over en periode på 9-12 måneder (*konsulenter: NGI, Halcrow og Mott MacDonald*) dersom ikke noe ble gjort. Verken beregnede setninger eller tidsperspektiv var akseptable. Det ble derfor besluttet å fremskynde setningene ved installasjon av vertikaldren fra terreng og ned til fast grunn i 10-15m dybde. Vertikaldrenene ble satt i et rutemønster på 3m x 3m. 90% konsolidering skulle da beregningsmessig være unnagjort i løpet av ca. 8 uker. Dette ble lagt inn i tomteopparbeidelseskontrakten som en forutsetning for fremdriftsplanen. 90% konsolidering ble ansett som tilstrekkelig for å kunne fjerne tilleggsfyllingen og ferdigstille området.

Installering av vertikaldren

Arealet som ble behandlet var ca. 253.000 m^2 og det ble installert totalt 32.546 plastdren som samlet utgjorde en lengde av dren på ca. 43 mil, tilsvarende en strekning omtrent som Oslo til Åndalsnes. Arbeidet ble utført av Freyssinet Menard (samme spesialentreprenør som utførte dypkomprimeringen).

Før installasjon av vertikaldren ble området fylt opp med et 40-60 cm tykt lag av dynesand som arbeidsplattform for installasjonen og som drenslag for det vannet som kommer opp av vertikaldrenene. Forut for installasjon av plastdrenene ble det så forboret gjennom fyllmasser

og det naturlige sandlaget over silten. Forboring og installasjon av drenene fungerte smertefritt og hele operasjonen ble gjennomført i løpet av 8,5 uke sommeren 2007. Med 6 dagers arbeidsuke tilsvarer dette ca. 640 dren installert per dag, eller ca. 8.500 lm dren per dag, eller ca. 5.000 m^2 bearbeidet areal per dag. Drenene som ble benyttet var produsert av Wavin (Frankrike) og hadde betegnelsen SOLPAC C 433.

Figur 18: Forboring og installasjon av dren.

Figur 19: Vertikaldren (plastkjerne med Fiberduk rundt).

Måleopplegg

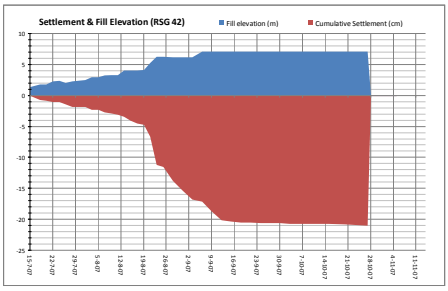
Både forut for grunnforbedring og oppfylling og etter ferdig behandling, ble det gjennomført et betydelig grunnundersøkelsesprogram i form av borhull, CPT og CPTU. Kontrollopplegget for å bestemme når forbelastningsfyllingen hadde ligget lenge nok, ble basert på poretrykksmålinger med elektriske piezometre (totalt 21 stk.) og setningsmålere (50 stk.). Setningsmålerne bestod av ei stålplate påsveiset et stålrør som kunne forlenges etter hvert som fyllingen ble høyere. Både piezometre og setningsmålere ble installert fra arbeidsplattformen for installering av vertikaldren (ca kote +1,4) og målinger påbegynt før videre oppfylling startet. Det ble målt på samtlige piezometre og setningsmålere hver 2.-3. dag gjennom hele perioden for oppfylling, konsolidering og fjerning av forbelastningsfyllingen.

Forbelastning

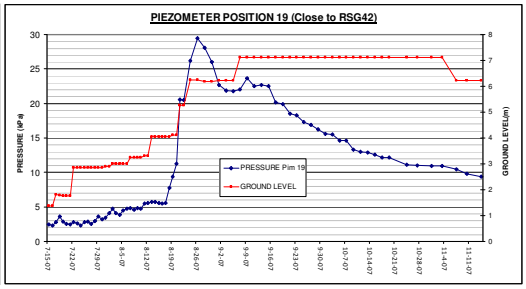
Som forbelastning ble det lagt ut 3m fylling av masser som senere skulle benyttes til oppfylling av tomta. Totalt volum av forbelastning var ca. 760.000 m^3. Av praktiske grunner ble tomta delt i to områder (ikke like store) som ble behandlet etter hverandre. På denne måten ble første del forbelastet med ca. 450.000 m^3 fyllmasse. Ca. 75% av disse fyllmassene ble så flyttet over til den andre delen av området, mens resten ble benyttet i oppfylling andre steder. Etter ferdig forbelastning ble resterende forbelastningsmasse fjernet og brukt til fylling.

Måleresultater

Både setningsmålere og poretrykksmålere fungerte bra. Det ble ikke mange skader på disse selv om det var en betydelig trafikk med lastebiler, gravemaskiner og bulldozere i forbindelse med etablering og fjerning av forbelastningen. Målerne ble markert med rød- og hvitmalte oljefat og i tillegg gjerde rundt. Typiske oppfyllings-/setningskurver er vist i figur 20 og tilsvarende poretrykksmålinger i figur 21.



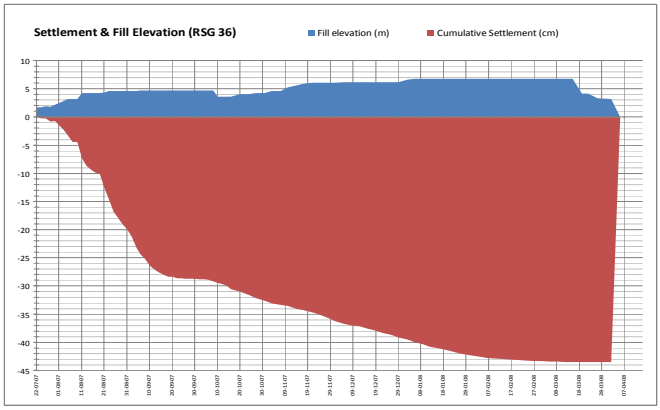
Figur 20: Typisk setningsutvikling for området for første byggetrinn av gasskraftverket



Figur 21: Poretrykksutvikling under fyllingsoppbygging og forbelastning. Poretrykksmåler like ved setningsmåler RSG 42 (se figur 20)

I området for første byggetrinn av gasskraftverket, og i det meste av området for fremtidig utvidelse, viste alle setningsmålerne 12-25 cm setning, mot beregnet 15–20 cm. Av totalt 42 setningsmålere i dette området, viste hele 34 målere setninger innenfor forhåndsberegnede 15-20 cm. Setningshastigheten viste seg å være noe hurtigere enn forutberegnet. Alle setningsmålerne i dette området viste minst 90% konsolidering i løpet av 3-8 uker etter oppfylling til full forbelastning, mot beregnet ca. 8 uker. Forbelastningen var forutsatt til 50 kPa (grunnlag for forhåndsberegnede setninger) mens virkelig forbelastning av forskjellige grunner ble 60-70 kPa for det meste av området.

På ca. 1/5 av området for fremtidig utvidelse av gasskraftverket viste setningsmålerne en noe annen utvikling. Det ble registrert setninger helt opp til 44 cm og setningsutviklingen gikk vesentlig langsommere enn i området for første byggetrinn, se figur 22 som er typisk for dette området. Mektigheten av silt-/leirlaget er ikke større i dette området, så forskjellen i setningshastighet og størrelse må skyldes geotekniske egenskaper med massene. Dette var ikke forutsett under prosjekteringen, hvilket ikke var rart siden det ikke fantes boringer i dette området. Som følge av setningsmålerne i dette området måtte forbelastningsfyllingen ligge noen uker lenger enn planlagt. Dette fikk ingen alvorlige konsekvenser for fremdriften totalt sett.



Figur 22: Typisk setningsutvikling for del av området for andre byggetrinn av gasskraftverket

Erfaringer med vertikaldren og forbelastning

Installering av dren, inklusive forboring gjennom det øvre sandlaget, gikk raskt og uten problemer av noen art.

Et stort antall setningsmålere er helt avgjørende for å kunne følge opp slike grunnforbedringsarbeider. Poretrykksmålere er også nyttige, men det var langt vanskeligere å tolke setningsutviklingen på bakgrunn av disse, spesielt fordi mange av poretrykksmålerne viste beskjeden poretrykksøkning i forhold til vekten av tilleggsfyllingen. Vekten av tilleggsfyllingen var 60-70 kPa mens mange poretrykksmålere viste kun 8-16 kPa poretrykksøkning rett etter full oppfylling.

Designen av denne grunnforbedringen (senteravstand mellom drenene og forventet setningsutvikling i størrelse og tid), hovedsakelig basert på CPTU grunnundersøkelser, viste seg å være et meget godt grunnlag for kontrakten og den fremdriftsplanen som ble lagt i forbindelse med denne. De uforutsett store setningene og langsommere setningsutviklingen i en liten del av kraftverksområdet kunne ikke forutses basert på de grunnundersøkelsene som var gjort på det tidspunktet. Kraftverkstomta er stor, og selv om det ble utført 7 borhull og 7 CPTU sonderinger, viste det seg altså at ingen befant seg innenfor et område med vesentlig mer setningsgivende grunn enn på resten av området. Grunnundersøkelser er og blir et nålestikk. Hva som befinner seg mellom undersøkelsespunktene kan man anta, men overraskelser må man alltid ta høyde for.

4 BOREDE PELER PÅ LAND

Selv om tomta for første utbyggingstrinn av aluminiumsverket hovedsakelig består av god grunn, har det vært nødvendig å fundamentere tunge og setningsømfintlige konstruksjoner på peler til berg. Totalt installeres det ca. 5.500 peler, hvorav ca. 3.050 befinner seg på kraftverkstomta og ca. 1.600 på et område for råvaresiloer, mellom aluminiumsverket og den nye kaia for inn og utførsel av råvarer og ferdigprodukter.

4.1 Utførelse

Samtlige peler utføres som borede pilarer som føres 4-10 m ned i berg. Berget i Qatar er helt annerledes enn vi er vant med i Norge. Det består i hovedsak av svak, forvitret kalkstein med innslag av svak siltstein og lommer/lag av nærmest fast leire. Under grunnundersøkelsene bores det dypt ned i berget, og med visse mellomrom er det til og med mulig å utføre SPT (Standard Penetration Test) målinger ”i berget”. I tillegg til dette finnes det karst i berget (åpne hulrom av varierende størrelse). I ett av borpunktene traff vi på et slikt hulrom. Etter noen meters boring i berg falt plutselig borstrengen 2 m uten motstand i det hele tatt. Som følge av disse forholdene tillates det ikke å regne med spissbæring på pelene. All last skal overføres til berget via sidefriksjon mellom betong og berg. Et annet forhold som gjør at rammede betongpeler ikke benyttes i Qatar, er den meget aggressive grunnen. Normale, prefabrikkerte betongpeler vil bli ødelagt på kort tid. Overdekningskravet for armering i pelene er 125 mm +/-40 mm.

Arbeidsgangen for etablering av peler/pilarer er:

- Installering av foringsrør ned til berg (600-1000 mm stålrør som vibreres ned med stort vibrolodd hengende i kran)
- Tømming av foringsrøret for løsmasser og videre boring ned til forutsatt dybde i berg ved hjelp av pelebormaskin
- Installering av prefabrikkert armeringskurv med avstandsholdere
- Utstøping av pelen (vannfylt borhull) ved hjelp av støperør til bunn pel
- Opptrekk av foringsrøret ved hjelp av vibrolodd i kran
- Utgraving til nivå underkant fundament og kapping av peler. Øvre 1-2 m av pelen får normalt dårlig betongkvalitet og må alltid fjernes

Erfaringer med utførelse av borede peler
Installering av foringsrør og utboring av løsmasser og berg medførte få problemer, annet enn at det var mye brekkasje på utstyret hvilket medførte at mange pelerigger stod for reparasjon mye av tiden. Enda det stort sett var relativt nye pelerigger, var omtrentlig halvparten av riggene under reparasjon/vedlikehold til enhver tid.

Figur 23: Peleboring og ulike typer auger og "bøtter" for uttak av masser fra borhullet

Forut for pelingen var det mye oppmerksomhet rundt alt vannet og slammet som ville komme opp i forbindelse med utstøpingen, gjennomsnittlig ca. 10-12 m^3 per pel for Ø800 mm peler. Entreprenørene bygde små dammer rundt pelene med gravemassene fra pelene, slik at vann/slam ble demt opp rundt pelen(e) hvorfra mye fordampet i løpet av noen dager og resten ble blandet inn i massene og kjørt bort som en del av bormassene. En entreprenør etablerte en større dam for fordampning/infiltrasjon i grunnen og pumpet mye av vannet/slammet over i denne i det det kom opp av pelene under utstøping. Håndteringen av vann/slam fra pelestøpene viste seg ikke å medføre problemer av betydning, selv om det alltid blir mye søle og det ser rimelig kaotisk ut når 10-12 pelerigger arbeider innenfor et begrenset område.

Figur 24: a) Utstøping av pel. b) Utstøpte pelerør. c) Opptrekk av pelerør med vibrolodd.

Problemene med pelene bestod først og fremst i for liten eller manglende overdekning. Dette kom til syne når pelene ble kappet ned til endelig nivå. Problemet var størst for de små pelene (Ø600-Ø650 mm) og minst for de store (Ø1000 mm). Det ble benyttet plastikkhjul som avstandsholdere. Der armeringen lå ute mot den ene siden av pelen i kappnivå ble det enten påvist bøyde avstandsholdere eller ingen avstandsholdere nær kappnivå. En hovedårsak til bøyde avstandsholdere antas å ha vært unøyaktig utførelse under utstøping av pelen ved at støperøret ikke har vært sentrert nøyaktig over pelen. Dette har da ligget an mot siden av foringsrøret og presset toppen av armeringskurven for hard inn mot foringsrøret, med resultat at avstandsholderne har brukket til siden. I starten var det dessuten vanskelig å få enkelte entreprenører til å montere mange nok avstandsholdere. Det var ofte 5-6 m mellom avstandsholderne, selv om de i sine arbeidsbeskrivelser *("Method Statements")* for peleinstallasjon beskrev maksimalt 2-3 m senteravstand mellom avstandsholderne. Etter at dette ble redusert til 2 m ble problemet med skjev armering redusert. En entreprenør (der problemet med skjev armering var størst) lagret dessuten armeringskurvene slik at mange av avstandsholderne ble ødelagt (brukket) før de ble installert i pelehullet. Det må poengteres at

det var stor forskjell mellom de ulike peleentreprenørene med hensyn til kvaliteten av pelearbeidene og omfanget av dårlige peler.

Figur 25: a) Eksentrisk armering (manglende armeringsoverdekning). b) God pel (sentrisk armering). c) Ekstra utgraving for skjøting av for lav armeringskurv. d) Utgraving for påstøp pga manglende armeringsoverdekning

Peler med for liten overdekning i kappnivå ble frigravd ned til 2-3 m dybde og overdekningen kontrollert, figur 25d. Dersom det ble funnet tilfredsstillende armeringsoverdekning innenfor mulig frigravingsdybde, ble det støpt på nytt rundt pelen. Hvis overdekningen fortsatt var for liten etter maksimal frigraving, ble pelen vraket og erstatningspel satt, eller konstruksjonen over pelen forsterket for overføring av laster til nabopeler, der disse hadde tilfredsstillende ekstra kapasitet.

I noen peler hadde armeringskurven kommet for dypt ned. Armeringen var rett og slett fraværende i kappnivå, eller den stakk for kort opp. Dette ble løst ved skjøting av armeringen med skjøtehylser etter forutgående ekstra nedkapping av pelen der det var nødvendig, se figur 25c.

Det ble også registrert noen få peler med dårlig betong i/like under kappnivå. Disse ble kappet ned ekstra og støpt opp igjen eller de ble vraket.

Nøyaktig og samvittighetsfull utførelse er alfa/omega for å unngå problemer med borede peler. Dette ble meget tydelig demonstrert på de 4 forskjellige kontraktene vi hadde, der det ble foretatt peling. Selve pelingen ble utført av 4 forskjellige underentreprenører som i utgangspunktet skulle være godt kvalifiserte for jobben. Én av disse peleentreprenørene stod alene for det aller meste av det som ble avdekket av problemer med peleutførelsen.

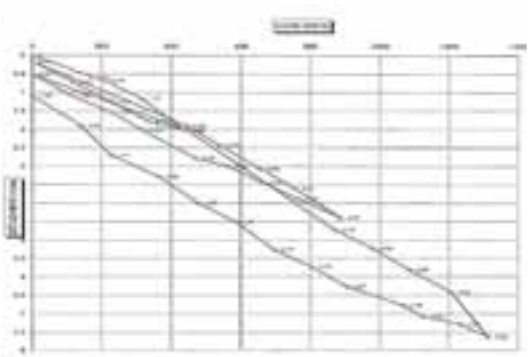
4.2 Statisk prøvebelastning

Det er normalt å utføre statisk prøvebelastning av borede peler i Qatar. Kontraktene definerte et minimum på 3 testpeler (peler som ikke skal inngå konstruktivt) for hver peletype/dimensjon en entreprenør planla å bruke. I tillegg skulle minst 0,5% av alle peler lasttestes (statisk last). I tillegg til vertikal last ble det utført testing for horisontal last og opptrekkslast der EPC-kontraktoren hadde designet for slike laster. Testpelene ble testet til 3 ganger brukslast *("working load")* og konstruktive peler til 2 ganger brukslast.

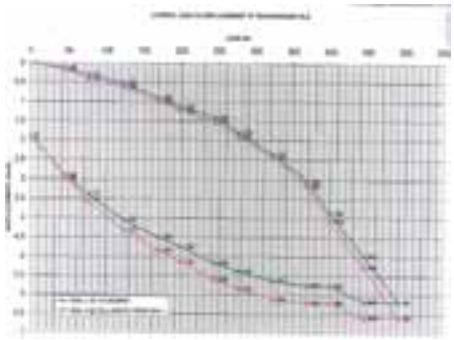
Hensikten med å etablere egne testpeler og teste disse til 3 ganger brukslasten var å verifisere designforutsetningene. Som omtalt tidligere tillates det ikke å regne med spissbæring. For å sikre at vi ikke hadde spissbæring på testpelene ble det underboret med 1 m og det løsgjorte fjellet ble værende i bakken. I tillegg ble det på bunnen av armeringskurven montert på ei 100 mm tykk polystyrenplate med plywood på begge sider for å beskytte under montering og

utstøping. Peleentreprenørene var ikke vant med at tester skulle verifisere designkriteriene, og at det betydde at spissbæring måtte elimineres på testpeler for å dokumentere at testlastene virkelig kunne overføres til berget via sidefriksjon/heft mellom peleoverflaten og berget. Dette kravet medførte mange møter og lange diskusjoner, men vi fikk det til slutt slik vi ville. Per dato (oktober 2008) er 10 testpeler lasttestet til 3 ganger brukslast og 8 konstruktive peler lasttestet til 2 ganger brukslast. Vertikal testlast har variert mellom 310 og 1320 tonn for henholdsvis Ø600 mm konstruktiv pel og Ø1000 mm testpel. Målte maksimale deformasjoner har ligget mellom 3 og 8 mm og permanent deformasjon etter avlasting mellom 0,4 og 1,4 mm. Ingen av peletestene synes å ha vært i nærheten av bruddlast.

Figur 26: Typiske arrangement for vertikale belastningstester av peler (mothold ved dødvekt, jekk og måleopplegg, mothold ved hjelp av skråstag til berg)



Figur 27: Typisk last-/deformasjonskurve for testpel. Statisk, vertikal prøvebelastning. Pelelengde i berg: 7,6 m (utført av Ammico Contracting Co, Qatar)



Figur 28: Horisontal prøvebelastning. Typisk last-/deformasjonskurve for testpel Ø800mm (utført av AMA, Qatar)

Typiske testlaster for horisontale (laterale) tester har vært 21 til 49 tonn på Ø800 mm peler. Det er utført tester på i alt 4 peler, samtlige med diameter Ø800 mm. Dette har gitt maksimale deformasjoner i størrelsesorden 3 til 6,5 mm og permanente deformasjoner etter avlasting i størrelsesorden 0,2 til 2,0 mm. Typisk last-/deformasjonskurve for de største horisontallastene er vist i figur 28.

Alle lasttester på peler er utført i EPC-kontrakter som et kontraktskrav for å verifisere den designverdien entreprenøren har benyttet for sidefriksjon mellom pel og berg. Benyttede designverdier for friksjonskrefter mellom pel og berg varierte avhengig av påvist bergkvalitet og lå i området 125-230 kPa (bruksgrensetilstanden). Resultatene av testene viser at alle entreprenørene har benyttet konservative verdier for sin design. Vi hadde forventet at dette ville bli brukt av entreprenørene som argument for å revurdere designen slik at innboringslengden i berg kunne blitt redusert. Det ville spart entreprenøren for tid og penger,

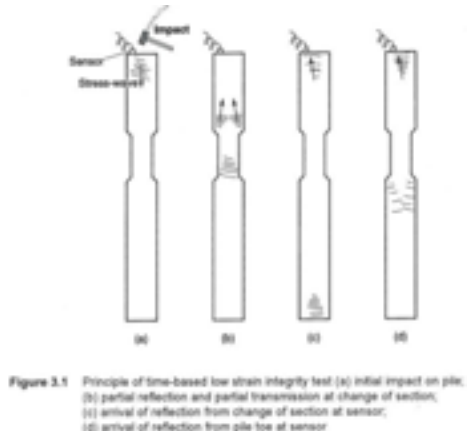
men ingen av entreprenørene har gjort dette. Hadde dette vært byggherrestyrte entrepriser, ville det vært en normal reaksjon som følge av de testresultatene som ble oppnådd.

4.3 Integritetstesting av peler *("Low Strain Integrity Testing")*

I tillegg til statiske prøvebelastninger stilte EPC kontraktene krav til at samtlige peler skulle integritetstestes *("Sonic Testing").* Denne testingen utføres av et lokalt firma ved hjelp av utstyr produsert av Pile Dynamics Inc. i USA *("Pile Integrity Tester").*

Testen som også kalles *"Sonic Echo Test"* utføres ved å slå på peletoppen med en liten hammer slik at det genereres en støtbølge som forplanter seg nedover i pelen. Det genereres reflekser av denne bølgen ved endringer i peletverrsnittet eller endringer i materialet bølgen forplanter seg i (klassisk bølgeforplantningsteori). Effekten av den initiale bølgen, og reflekser fra denne, registreres av en sensor (liten mottaker) montert på peletoppen. Dette kan i prinsippet sammenlignes med seismikk.

Figur 29: Sonic Echo Testing



Figur 30: Sonic Echo Testing – Prinsipp (CIRIA, UK, Report 144)

Denne testen er et nyttig verktøy for å sikre at det ikke er alvorlige feil på pelen i form av betydelige tverrsnittsreduksjoner, brudd, dårlig betong eller større steinreir. Metoden kan ikke påvise eksentrisk armering eller manglende betongoverdekning. Det kreves at de som utfører testen er godt kvalifiserte, og ikke minst at de som vurderer / tolker resultatene har tilstrekkelig teoretisk kunnskap og erfaring. Etter den innledende testingen ble vi skeptiske til det som ble gjort. Byggherren engasjerte derfor et firma i India (anbefalt av produsenten av utstyret) til å utføre uavhengig tredjepartsverifikasjon av den tolkningen som ble gjort lokalt i Qatar. Dette firmaet fikk oversendt rådataene som det lokale firmaet hadde registrert i felten og gjorde så sin egen tolkning av dette. Det resulterte i at enkelte peler, som det lokale firmaet hadde definert som gode, ble avvist av byggherren, samt at et betydelig antall av testene ble avvist som dokumentasjon av pelens integritet som følge av ikke tilfredsstillende feltregistreringer (data som ikke lot seg tolke, men som det lokale firmaet hadde akseptert som OK).

Av praktiske grunner var det ikke noe alternativ til det lokale firmaet for utførelse av testene. Som følge av dette ble et stort antall av loggede feltdata sendt til firmaet i India for uavhengig tolkning. En ingeniør fra dette firmaet ble også tatt over til Qatar for en periode for å utføre helt uavhengige tester.

5 ANDRE INTERESSANTE GEOTEKNISKE ARBEIDER PÅ SITE

Det foregår, og vil foregå, mange andre spennende, geotekniske arbeider før anlegget står ferdig. Her kan nevnes:

- Spesielle stålrørspeler på sjøen for ny kai. Stålrør montert i forborede hull i berget. 3 slike peler (Ø1067 mm) er lasttestet til inntil 26,5 MN (2.650 tonn) ved hjelp av en lastcelle montert i bunnen av pelen (Osterberg Load Cell).
- Mudring av berg (kalkstein) med *"Cutter Suction Dredger"*.
- Rørpressing av Ø2,5 m stålrør i 9 m dybde over 68 m lengde.
- Ramming av Ø1,6 m stålrør horisontalt under veier i ca. 5 m dybde over 66 m lengde.
- Grunnvannsenking i sand/silt ved hjelp av "Well Point" og dype pumpebrønner.
- Sekantpelevegg for sikring av dyp utgraving.
- "Berliner"-vegger for sikring av dype utgravinger.
- Spuntvegger. Innvendig avstivet og bakforankret med løsmassestag i sand/silt.
- Grunnforbedring ved hjelp av "Stone Columns".
- Grunnundersøkelser (borhull/prøvetaking i sand/silt/leire/berg, SPT, CPT, CPTU, Pressuremeter) foretatt i mange omganger av byggherren og av de enkelte EPC-kontraktorene.
- PORTADAM for utvidelse av sjøvannskanal.

Dette er tema som faller utenfor dette foredraget, så de får vi eventuelt komme tilbake til ved en annen anledning.

6 BO OG ARBEIDE UNDER FREMMEDE FORHOLD

Qatar er svært forskjellig fra Norge på nær sagt alle måter. Det er varmt (35-50 grader) 9-10 måneder av året og man glemmer helt at det er noe som heter værmelding. Når man kommer ut om morgenen er det sol og godt og varmt, bortsett fra i perioden desember til litt ut i februar. Da kan det regne kraftig og være rimelig kaldt på natta, ned i 5-6 grader. Det er kaldt her hvor ingen hus er utstyrt med oppvarming (løse elektriske ovner er ettertraktet rundt juletider). I Teknisk Ukeblad for litt siden, omtales Qatar som et av verdens mest ugjestmilde steder. Dette må kunne kalles journalistisk omhandling av fakta og er å gå vel langt. Vel kan det være uutholdelig varmt og fuktig, og ja, det kan være sand- eller støvstormer som skygger for sola noen dager, men i det store og hele er det riktig behagelig å leve her for en kortere periode. I alle fall når man får rapporter hjemmefra om regn, storm, kulde og snø, og vi koser oss på stranda, ved svømmebassenget eller på tur i sanddyneørkenen.

Mange tenker terrorisme, kidnapping og selvmordsbombere med en gang de hører Midtøsten og arabere. For Qatar er dette så langt unna sannheten man kan komme. Qatar er nærmest fritt for kriminalitet, og det er mye tryggere å bevege seg rundt her, hvor som helst og når som helst, enn de fleste byer i Norge.

Det er vanskelig å få kontakt med de lokale qatariene, men kulturen merker vi hver dag. Kvinner i sort, med slør for ansiktet, og mennene i lange hvite drakter med hodetørkle, er normalt i bybildet, og man venner seg raskt til det. Også kvinnelige sjåfører med slør for ansiktet, og gjerne også sjåførlærere med svart slør foran ansiktet og øynene, kan observeres i trafikken.

Det er langt flere fremmedarbeidere, nesten bare menn i 20-30 årene, enn det er innfødte qatarier. Det er få qatarier som jobber innenfor bygg og anleggsbransjen, så i jobbsammenheng må vi daglig forholde oss til en lang rekke nasjonaliteter, men altså sjelden

qatarier. Både i Hydros og Qatalums egne organisasjoner, og hos entreprenører og myndigheter, er det et stort antall libanesere, jordanere, egyptere, indere, nepalesere, sri-lankere, filippinere og diverse andre nasjonaliteter. Dette er spennende og krevende. Ikke minst er kommunikasjon, og det å forsikre seg om at man selv har forstått eller at de andre har forstått hva man mener, en stor utfordring som gir mange overraskelser. Det er mye *"Yes, Sir. No problem"* eller *"Of course, Sir"*, men det betyr absolutt ikke at alt er forstått, snarere tvert i mot. Snakker man om tid, så er det slik at *"tomorrow"* betyr at det er rimelig god mulighet for at noe skjer i løpet av noen dager. Sies det *"the day after tomorrow",* så kan det hende det skjer noe neste uke. Sies det derimot *"next week",* kan du like gjerne glemme det.

Figur 31: "X-files live". Vi hadde 3 slike tilfeller i løpet av 2 netter

Det bygges over alt i Qatar og de som er her som fremmedarbeidere, er her for å tjene penger. Det er en form for dansen rundt gullkalven, og det tiltrekker seg naturlig nok mer og mindre seriøse aktører. I tillegg er det mange ufaglærte arbeidere som settes til oppgaver de ikke er kvalifisert til å gjøre. Dette fører til mange overraskelser for en som er vant med norske forhold. Vi begynte raskt å si det slik: "Dette er *X-files live*. Du tror det ikke før du får se det". Etter å ha vært her litt lengre, tilføyde vi: "Og knapt nok da".

Noe man som nordmann raskt legger merke til i jobbsammenheng, er at om en entreprenør er tatt med buksa helt nede på anklene, og får så hatten riktig passer, er han like blid og avslutter gjerne seansen med *"Thank you, Sir"*. To minutter etterpå er det som om ingenting har hendt. De synes ikke en gang å bli det minste flaue. De fleste nordmenn ville etter en slik opplevelse, helst ikke truffet motparten igjen på lang tid. Det er mye smil og latter uansett hva som skjer, og det er herlig. Her har vi noe å lære. Galgenhumor er en nødvendighet, skal man jobbe her.

Dette må ikke oppfattes som om alt er håpløst. Tvert i mot. Det er veldig inspirerende å jobbe i en slik flerkulturell smeltedigel som Qatalum og Qatar er, og oppleve meget dyktige, pålitelige og flotte mennesker fra en lang rekke land. De er tross alt i flertall, og det produseres mye på anlegget. Den første aluminiumen skal produseres i løpet av høsten 2009, kun ca 2,5 år etter at tomteopparbeidelsen var ferdigstilt.

Figur 32: Sanddyneørkenen er vakker og et flott sted for rekreasjon

Qatar har lite å by på av naturopplevelser. Landet er bitte lite (ca 16x8 mil) og padde flatt. Terrenget er hovedsakelig steinete ørken, men sanddyneørkenen i søndre del av landet (rett sør for anlegget vårt) er vakker, og et flott sted for turer i helgene. Disse fører fram til fantastiske strender og bading i krystallklart vann som holder en temperatur som gjør at det ikke er vanskelig å komme seg uti. Store 4WD biler er derfor påkrevet for å få maksimalt ut av oppholdet i Qatar. Bilkjøring i sanddynene kan til en viss grad sammenlignes med kjøring i snø, men det er mye morsommere, og langt fra så kaldt når man må ut av bilen etter å ha satt seg fast. For sette seg fast, det gjør man.

Får du en mulighet til jobb i Qatar, eller andre steder ute i verden for den saks skyld: "Grip sjansen! Du risikerer å sitte igjen med opplevelser, erfaringer, gode kolleger og venner for livet, som du ellers ikke hadde fått".

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

OPS E18 GRIMSTAD – KRISTIANSAND
Geotekniske utfordringer i vekslende terreng, med bløt grunn og fjell

Geotechnical challanges in a landscape with big variations in the soil conditions

Siv. Ing. Odd Musum, Rambøll Norge AS

SAMMENDRAG

OPS E18 er et stort vegprosjekt som omfatter planlegging og bygging av ca 39 km ny 4-felts motorveg fra Grimstad i øst til Kristiansand i vest. På en ca 7 km lang strekning i vestre del , mot Kristiansand, bygges nå 2-felts veg ved siden av allerede utbygd 2-felts veg. På resten av strekningen, ca 32 km, bygges helt ny veg, utenom eksisterende veg, for det meste i jomfruelig terreng.

Dette OPS-prosjektet (OPS = Offentlig og privat samarbeid) er de tredje OPS-prosjektet som gjennomføres i Norge, av i alt tre vedtatte prosjekt, for utprøving av denne formen for organisering og finansiering av nye og store vegprosjekter. (De to første var E39 Øysand – Orkanger i Trøndelag og E39 Flekkefjord – Lyngdal i Vest-Agder)

Statens vegvesen har kontrakt med Agder OPS vegselskap, som igjen har kontrakt med Civil Joint Venture E18 (CJV E18) om å utføre prosjektering, bygging og drift/vedlikehold (i 25 år) på denne strekningen av E18. CJV E18 består av Bilfinger Berger AB, Tyskland (75 %) og Pihl AS, Danmark (25 %).

For prosjektering har CJV E18 inngått kontrakt med Design Consortium E18 (DC E18) om utførelse av all prosjektering for byggeplan, omfattende alle nødvendige fag. DC E18 består av Rambøll Norge AS (75 %) og Bilfinger Berger Civil Design, i Tyskland (25 %). Hos Rambøll har fire regionkontorer deltatt i prosjekteringen: Drammen, Oslo, Tønsberg og Trondheim. Rambøll Norge AS har hatt bistand fra Rambøll Danmark for prosjektering av en del bruer.

For vegfyllinger på leire er det installert vertikaldren, samt uført forbelastning, for å påskynde setningsutviklingen. For en fylling på silt/sand er det kun utført forbelastning. I ett område er det brukt kalk-/sementpeler under vegfylling, for å sikre stabilitet og for å redusere setninger.

En stor vegfylling er planlagt med omfattende masseutskifting (organiske masser) + forbelastning + lette fyllmasser. For en vegfylling inntil er bru er det rammet betongpeler til fjell, med betongplater (striper) over, før utlegging av steinfylling. For vegfyllinger generelt er det utført masseutskifting (organiske masser) før oppfylling på morene/sand eller direkte på fjell.

De fleste bruer er fundamentert direkte på fjell, eller på steinfylling lagt ut på fjell (evt. morene), men med enkelte fundamenter på stålkjernepeler til fjell. Stålrørspeler til fjell er brukt for fundamenter ute i vann (innsjøer) for to bruer.

To bruer er fundamentert direkte på såle på dype sandavsetninger.

SUMMARY

The road project OPS E18 is a big project, including planning and construction of a new 4 lane highway from Grimstad to Kristiansand, but also the maintenance of the 39 km long road for 25 years. Nearby Kristiansand a new 2 lane road already exist, and an additional 2 lane road is to be built parallel to this. 32 km of new 4 lanes highway is to be built, mostly through forest terrain outside the cities.

The OPS Project (OPS = PPP = Public and Private Project) is the number three of three test projects of this type decided by the Road authorities and the Government. (The first one was E39 Øysand – Orkanger in Sør-Trøndelag and the second was E39 Lyngdal – Flekkefjord in Vest-Agder)

Agder OPS Vegselskap is a private company taking the responsibility to do the planning and construction of the new road, including maintenance of the road in a period of 25 years, in a contract with Statens vegvesen. The payment from Statens vegvesen is to be done over a period of several years, and each year for the maintenance.

The Agder OPS vegselskap has a contract with Civil Joint Venture (CVJ E18) to do the planning and construction of the road, but also the maintenace of the road for 25 years.
CJV E18 is a consortium of Bilfinger Berger AG, Germany (75 %) and Pihl AS, Denmark (25 %)

Statens vegvesen has a contract with CJV E18. To do the planning and detailed design CJV E18 has an agreement with Design Consortium E18 (DC E18), which is a joint venture of Rambøll Norge AS (75 %) and Bilfinger Berger Civil Design, Tyskland (25 %). Within Rambøll four regional offices have been involved: Drammen, Oslo, Tønsberg and Trondheim. An addition it was a contribution from Rambøll Danmark to do some bridge design.

To reduce the settlements of road embankments on clay, vertical drains are installed. A preload is used to accelerate the settlements. Lime-/cement columns is also used to secure stability and reduce the settlements of a road embankment, and concrete piles with concrete slabs on top is used underneath one embankment, nearby the abutment of a bridge.

Most of the bridges are founded directly on bedrock, but some pilars or abutments are founded on steel core piles, driven to bedrock. Steel tube piles are installed at some bridge pilars in the lakes.

Two bridges are founded on slabs on sand.

Innledning
Det bygges ny 4-felts motorveg på E18 fra Grimstad til Kristiansand, der finansiering, prosjektering, bygging og drift utføres som et OPS-prosjekt. (OPS = Offentlig og Privat Samarbeid). OPS er en form for organisering, finansiering, prosjektering, bygging og drift som nå utprøves av Statens vegvesen. Dette er det tredje og siste av tre vedtatte prøveprosjekter. (For de to første er byggingen allerede utført: E39 Øysand – Orkanger i Sør-Trøndelag og E39 Lyngdal – Flekkefjor i Vest-Agder)

Statens vegvesen er byggherre og ansvarlig for prosjektet. Planleggingen har foregått over flere år, med utarbeidelse alternative veglinjer, konsekvensanalyser og til slutt reguleringsplaner. Hele vegstrekningen er ca 39 km, hvorav 7 km omfatter oppgradering fra 2-felts til 4-felts veg. Plangrunnlaget består av 7 stk vedtatte reguleringsplaner, gjennom 3 kommuner: Grimstad og Lillesand i Aust-Agder, og Kristiansand i Vest-Agder fylke.

Fire grupper av entreprenører ble prekvalifisert. Tre av disse ga inn tilbud i 2005. Sent på vinteren i 2006 ble oppdraget tildelt Agder OPS vegselskap, med CJV E18 som ansvarlig for utføring av prosjektering og bygging. Innledende arbeider startet i mai 2006, bl.a. med supplerende grunnundersøkelser i mai/juni 2006, før endelig kontrakt forelå.

Ferdigstillelse er avtalt til august 2009, dvs. en byggetid på ca 3 år, inkl. prosjektering, men med åpning av delparseller for trafikk fra sommeren 2008.

Organisering og kontrakter
Statens vegvesen Region Sør, har som byggherre inngått kontrakt med Agder OPS selskap om finansiering, prosjektering, bygging, vedlikehold og drift (i 25 år) av ny E18 (4-felts motorveg) fra Grimstad til Kristiansand. Dette er i utgangspunktet en kontrakt med ”Fast pris”, der Statens vegvesen først betaler ut penger etter at vegen er ferdig bygd og satt i drift. Betaling for prosjektering og bygging fordeles over flere år, delvis sammen med betaling for drift og vedlikehold. Med utgangspunkt i ”fast pris” er det en rekke faktorer som etter hvert kan gi tillegg eller fradrag i kompensasjonsbeløpet, avhengig av tid for ferdigstillelse, vedlikeholdsstandard, trafikkulykker mm.

Agder OPS Vegselskap eies av Bilfinger Berger Bot (50 %), Pihl AS (15 %) og Sundt AS (35 %).

Agder OPS-selskap har kontrakt med Civil Joint Venture E18 (CJV E18) om å utføre prosjektering, bygging og drift/vedlikehold. CJV E18 eies av Bilfinger Berger AG, Tyskland (80 %) og Pihl AS, Danmark (20 %).

For prosjektering har CJV E18 inngått kontrakt med Design Consortium E18 (DC E18) om utførelse av all prosjektering for byggeplan, omfattende alle nødvendige fag. DC E18 består av Rambøll Norge AS (75 %) og Bilfinger Berger Civil Design (25 %). Hos Rambøll har fire regionkontorer deltatt i prosjekteringen: Drammen, Oslo, Tønsberg og Trondheim.

Geoteknisk grunnlag for reguleringsplaner
I forbindelse med utarbeidelse av reguleringsplaner utførte Statens vegvesen en del orienterende grunnundersøkelser, på delstrekninger der veglinjen krysser områder med ”antatt dårlige grunn”, spesielt der vegen må bygges på fylling. Det var hovedsakelig utført totalsonderinger, med meget begrenset omfang av prøvetaking. Resultatene forelå i

geotekniske datarapporter, stort sett presentert sammen med terreng- og tverrprofil for planlagt veg.

Terreng og grunnforhold
Ny E18 går for det meste gjennom jomfruelig, skogkledd terreng, et typisk Sørlandsterreng, med hauger/koller/heier med bart fjell eller liten dybde til fjell, med dalsenkninger med "bløte masser" imellom. Typisk normalkonsolidert leire finnes bare i østre del, ved Grimstad, men leira har delvis organisk innhold, på enkelte partier med mye skjell. mens det mot Kristiansand delvis er leire med meget høyt vanninnhold, dvs. meget kompressibel leire.

Mellom fjellknattene er det mange små myrer, der torvdybden varierer, opptil ca 5 – 7 m lokalt på midten av myra. Under torva er det delvis et tynt lag av leire/silt, med et morenelag (tynt) over fjell. I områder med leire er dybden til fjell stort sett begrenset til ca 12 – 15 m, men dybder opptil ca 20 m er registrert. Det finnes et par store sandavsetninger på midtre del av strekningen, med dybde til fjell ca 30 m.

Over områder med løsmasser er fyllingshøyden for vegen sjelden over ca 12 - 15 m, og det er lite eller omtrent ingen skjæringer i løsmasser. Det finnes fyllinger lagt på fjell med høyde opptil ca 30 m, og det er mange dype fjellskjæringer, inntil ca 25-30 m.

Det er 7 stk fjelltunneler, med lengder ca 160 – 2200 m, til sammen ca 6 km. Ca 33 km av vegen går i dagen, i fjellskjæringer, på fyllinger eller over bruer eller i "miljøtunnel".

Det er generelt mye fjell i dagen eller liten dybde til fjell, stort sett en kupert fjelloverflate.

Supplerende grunnundersøkelser og datarapportering
Grunnundersøkelser var et tilleggsoppdrag i forhold til kontrakt, som av CJV E18 ble tildelt DC E18, dvs. til utførelse av Rambøll. Avregning ble avtalt på grunnlag av tilbudte enhetspriser og utførte mengder, i hht. NGF's beskrivelsestekster.

Grunnundersøkelser ble bestilt og igangsatt I mai 2006, før endelig kontrakt forelå, i første omgang for en del bruer som var planlagt med tidlig byggestart, spesielt et par store bruer.

En borerigg ble satt inn på prosjektet fra siste del av mai 2006, og denne var omtrent kontinuerlig i drift til høsten 2007. I tillegg ble det leid inn en borerigg og flåte for grunnundersøkelser i innsjøer. For grunnundersøkelser for et stort massedeponi planlagt i sjøen ble det leid inn spesialbåt, med borerigg fra Rambøll. I perioder var det 2 stk borerigger i arbeid, ¨men pga. "ikke tilgjengelige områder" (pga. skog og kupert terreng) ble det en del avbrudd vinteren 2007 – 2008, med fullførelse av grunnundersøkelser våren 2008.

Vinteren 2007 kom det er voldsomt snøfall over Sørlandet, som medførte stopp i grunnundersøkelsene i ca 3 uker; boreriggen ble stående ute i terrenget, helt nedsnødd.

Det ble utarbeidet delrapporter for de ulike områder, til sammen ca 60 stk geotekniske datarapporter. Disse rapportene ble levert som vedlegg til "Geotekniske rapporter" (kalt GIR = Geotechnical Interpretative Reports), som omhandlet de geotekniske problemer og forslag til geotekniske løsninger. Det ble levert 90 stk Geotekniske delrapporter; i tillegg 4 stk geotekniske samlerapporter.

Geotekniske løsninger for vegfyllinger
Mange vegfyllinger ligger direkte på fjell, på sandgrunn eller på morene. Alle organiske masser, som torv og gytje, ble skiftet ut og erstattet med steinfylling.

Her nevnes noen fyllinger på leire eller silt/sand, med geotekniske tiltak:

• Morholt fylling	Høyde 0 – 5 m, på leire (0 – 10 m)	Vertikaldrenering og forbelastning
• Molland fylling	Høyde 1 – 5 m, på leire (0 – 15 m)	Vertikaldrenering og forbelastning
• Saltmyr fylling	Høyde 0 – 5 m, på leire/silt (0 – 10 m)	a) Vertikaldrenering og forbelastn. b) Forbelastning + motfylling
• Tjoretjerra fylling	Høyde opptil ca 12 m, på "torv/gytje"	Masseutskifting av torv/gytje + Forbelastning + Lette fyllmasser
• Moelva fylling	Høyde 0 – 6 m, på silt/sand, leirlag	Forbelastning
• Timenes, ved bru	Høyde ca 10 m, på bløt leire	Betongpeler til fjell, med betongplater
• Timenes lokalveg	Høyde 2 – 6 m, på torv over leire	Masseutskifting av all torv Kalk-/sementpeler til morene
• Timenes lokalv. II	Høyde 0 – 1 m, på torv over leire	Masseutskifting av all torv Kalk-/sementpeler til morene

Geotekniske løsninger for bruer
De fleste bruer er hovedsakelig fundamentert direkte på fjell, eller på steinfylling på fjell, etter utført masseutskifting, men for noen bruer er det enkelte fundamenter med stor dybde til fjell. De fleste av disse er fundamentert på stålkjernepeler til fjell, men i noen tilfelle er det brukt stålrørspeler.

Her nevnes en del bruer med pelefundamentering eller direkte fundamentering på løsmasser:

• Morholt bru (over E18)	Ett landkar på stålkjernepler, forøvrig direkte på fjell
• Trolldalen bruer	En pilar i fjellkløft på stålkjernepeler, forøvrig direkte på fjell
• Kvernbekken bruer	En pilar i fjellkløft på stålkjernepeler, forøvrig direkte på fjell
• Moelva bruer	Stålkjernepeler til fjell, ett landkar direkte på fjell
• Norton bru (over E18)	Sålefundamenter på sand
• Glamsland bruer	Sålefundamenter på sand
• Bjelland bruer	En pilar ved dalbunnen på stålkjernepeler til fjell, ellers direkte på fjell
• Studevann bruer	Stålrørspeler til fjell for pilar i vannet, ellers direkte på fjell
• Studedalen bruer	Stålkjernepeler for pilarer i fjellkløft, ellers direkte på fjell
• Langsvann bru (lokalv.)	Stålrørspeler til fjell ute i vannet, landkar direkte på fjell
• Timensbakken vest	Stålkjenepeler til fjell. Ett landkar i steinfylling over betongplate på betongpeler til fjell
• Timenes G-/S-bru	Stålkjernepeler til fjell og/eller direkte på fjell
• Nottangen bru	Stålkjernepeler til fjell for en pilar, ellers direkte på fjell

Organisering og gjennomføring av prosjekteringsarbeidet
Vegprosjekteringen ble inndelt i 4 delparseller à 8 – 10 km, og ble er utført av Rambøll Norge AS, fordelt på 4 regionkontorer: Tønsberg, Trondheim, Oslo og Drammen.

Store bruer er prosjektert av Bilfinger Berger Civil i Tyskland. Middels store og små bruer er prosjektert av Rambøll, Drammen og kulverter, murer mm av Rambøll, Oslo. Dessuten ble en del av bruprosjekteringen utført av Rambøll Danmark.

Geoteknikk og grunnundersøkelser for alle fire delparseller ble utført av Rambøll Norge, hovedsakelig fra kontoret i Trondheim, men med bistand fra Oslo. Dette arbeidet startet med stor intensitet sommeren 2006 og ble i hovedsak avsluttet før ferien i 2008, dvs. utført over en periode på ca 2 år.

Høsten 2006 og vinteren 2007 ble en meget hektisk periode, med leveringsproblemer innen meget stramme frister, og flere endringer i framdriftsplanen. Dette medførte stor og hektisk møtevirksomhet, med knallhardt arbeid for å prøve å levere det som til en hver tid var høyest prioritert. Dette gjaldt ikke bare for geoteknikk og grunnundersøkelser, men også for de andre fagene.

Samarbeid mellom konsulent og entreprenør
Konsulenten (DC E18) var i hovedsak norsk, kun med bidrag fra Tyskland for store bruer.

Entreprenøren (CJV E18) var i hovedsak tysk (Bilfinger Berger), men også noen dansker (Pihl) deltok. All korrespondanse og alle møter mellom konsulent og entreprenør foregikk på engelsk.

Dokumentsystem og system for korrespondanse ble lagt opp av CJV E18, ut fra erfaringer fra tilsvarende store prosjekter. All korrespondanse og levering av rapporter og tegninger foregikk digitalt. Både geotekniske datarapporter og vurderings- og beregningsrapporter ble levert som pdf-filer, lagt ut på et dokumenthåndteringssystem, og levert som egne ”pakker” for hvert delprosjekt.

Geotekniske rapporter ble levert som 1. utgave (A01), som gikk videre til geoteknisk kontroll, ved geoteknikkavdelingen hos Bilfinger Berger eller til annen geoteknisk konsulent (Kempfert & Partner). Etter innkomne kommentarer fra kontrollør ble det utarbeidet og levert en 2. utgave (A02), som i de fleste tilfelle var den endelige utgaven.

For alle tegninger, og tegninger for geoteknisk tiltak, var det i tillegg minst en utgave til (B01) for klargjort byggetegning.

Etter kort tid kom det klart fram at det var betydelige ”kulturforskjeller” mellom Norge og Tyskland når det gjelder arbeidsformer, detaljeringsgrad og samarbeid mellom entreprenør og konsulent. Med knapphet på tid og ressurser, og stadige endringer i framdriftsplan og prioritering, medførte dette til tider store frustrasjoner og stor slitasje blant personell hos Rambøll. De fleste nøkkelpersoner har fulgt prosjektet fra start til mål, men det har også vært betydelige utskiftninger underveis.

Sluttkommentarer
Dette er et meget stort prosjekt, der mesteparten av prosjekteringsarbeidet nå er utført, men noe vil fortsatt pågå, fram til sommeren 2009.

Det har vært et meget interessant prosjekt, med store utfordringer for de fleste fag, med meget stramme tidsrammer, og det ble derfor i lange perioder nokså stressende. Det har vært mye å lære for Rambøll gjennom dette prosjektet; både å kunne håndtere et så stort prosjekt, men også å kunne samarbeide med en entreprenør med en ”annen kultur”.

De fleste innen prosjekteringsgruppen, til sammen ca 250 navn på timelistene, ble kastet nokså hodestups inn i prosjektet, med korte tidsfrister for levering. Neste gang må vi nok prøve å bruke mer tid på forberedelser og planlegging av arbeidet, hvis mulig.

NORDRE AVLASTNINGSVEI, SKANSEN LØPET,

Sivilingeniør Svein Soknes, Statens vegvesen Region midt

SAMMENDRAG

Prosjektet E6 Nordre avlastningsveg utgjør et viktig ledd i det som skal bli et helhetlig transportsystem for Trondheim. Totalkostnaden for hele prosjektet er ca 1600 millioner kr(2008-kr). I dette prosjektet inngår den 505 m lange Skansentunnelen som et delprosjekt.

For å skåne Skansenområdet for en gjennomgangsveg med årsdøgntrafikk på 15.000 kjøretøyer er det bestemt at betongtunnelen skal bygges som en dykket konstruksjon, ca 505 m lang. Seilingsdybden i Skansenløpet skal være 3,5 m i forhold til sjøkartverkets laveste astronomiske tidevann (LAT). Hensikten med den dykkede løsningen er å ivareta estetiske, miljømessige og trafikkmessige forhold på en best mulig måte.

SUMMARY

The Northern Ring Road in Trondheim is an important part of the main road system in Trondheim. The construction period for the hole project is from September 2004 to 2010. Estimated Cost: NOK 1600 millions in 2008- kr (1.600 bio.).

The Skansen tunnel is a part of the The Northern Ring Road, This concret tunnel is going subsea under the Skansen Channel (shipping lane). The length is 505 metres and the sailing depth is 3,5 m. Close to The Skansen tunnel is a protected historic spandrel bridge. Type of contract is engineering, procurement and construction.

BAKGRUNN

Prosjektet E6 Nordre avlastningsveg utgjør et viktig ledd i det som skal bli et helhetlig transportsystem for Trondheim. Vegen skal danne et avlastende hovedvegnett sammen med Omkjøringsvegen, Osloveien og E6 Øst. Isolert sett vil Nordre avlastningsveg, når den står ferdig i 2010, bidra til å redusere trafikkbelastningen gjennom Trondheim sentrum.

Skansentunnelen er en viktig del av prosjektet Nordre avlastingsveg og må betegnes som krevende og utfordrende.

For å skåne Skansenområdet for en gjennomgangsveg med årsdøgntrafikk på 10.000 kjøretøyer er det bestemt at betongtunnelen skal bygges som en dykket konstruksjon, ca 500 m lang. Seilingsdybden i Skansenløpet skal være 3,5 m i forhold til sjøkartverkets laveste astronomiske tidevann (LAT). Hensikten med den dykkede løsningen er å ivareta estetiske, miljømessige og trafikkmessige forhold på en best mulig måte. Med den vedtatte løsningen vil båtene i framtiden gå uhindret av vegtrafikken. Jernbanebrua må imidlertid fortsatt heves hver gang båtene skal passere.

KONTRAKTSFORM

Delprosjektet Skansentunnelen ble utlyst som totalentreprise med fikssumkontrakt basert på NS 3431. Vi mente totalentreprise var spesielt egnet Skansentunnelen fordi:

- Store konstruksjonene som anleggsmessig kan løses på ulike måter.
- Mindre omprosjektering.
- Imøtekommer entreprenørenes ønske om i større grad enn tilfelle har vært til nå å være delaktig i valg av anleggsteknisk løsning.
- Imøtekommer konsulentenes ønske om ikke bare være et tegnekontor, men aktivt delta sammen med en entreprenør i prosjekteringen med sine forslag til konstruktive løsninger.

Prosjektering og bygging av følgende tiltak inngikk i denne kontrakten:

- den undersjøiske Skansentunnelen inkludert kjøreramper
- alle elektroteknisk installasjoner i betongtunnelen med tilhørende ramper samt veg i dagen innenfor det aktuelle området
- en atkomstveg med tilhørende støyskjerming i Nedre Ila
- omlegging av eksisterende samt ny kabler og ledninger i Skansen park, langs hele Nedre Ila og fram til Skansenløpet
- midlertidige kabler, ledninger, bruer og veger

Reguleringsplanene med tilhørende bestemmelser samt et lengdeprofil for veg og betongtunnel skulle legges til grunn for som skulle bygges.

Tilbyderne var frie til å velge den framgangsmåte de mente var best ut fra de kravene som var gitt i tilbudsgrunnlaget. Tilbyder hadde ansvar for skader og hensyntaken til nabokonstruksjoner.

Dimensjoneringsforutsetninger for Skansenløpet betongtunnel er gitt i "Tilleggsbestemmelser for neddykket betongtunnel" datert oktober 2005 (se dokument 6b i dokumentoversikten) og "Prosjekteringsgrunnlag" datert oktober 2005 (se dokument 6a i dokumentoversikten).

Betongtunnelen skulle prosjekteres og bygges etter tunnelklasse D iht. til håndbok 021. Betongtunnelen bygges med en havarinisje i lavbrekket ved pumpesumpen på nordsiden av vegen (sjøsiden).

Tilbudssummene varierte med ca 17 mill kr. Tilbyderne har brukt 2- 3,5 mill kr (dvs. ca 1 % av tilbudssummen) på å lage et tilbud.

Valgte løsninger for å imøtekomme kravene:

- Bilfinger Berger AG: Tørr byggegrop
- Skanska Norge AS: Tørr byggegrop
- Arbeidsfellesskapet Reinertsen AS / E. Pihl & søn A.S /: Senketunnel

Tilbudet fra Bilfinger Berger AG ble valgt.

FORURENSEDE MASSER

P.g.a. mye industriell virksomhet i tildeligere tider var det forventet at man ville komme i konflikt med forurensede masser. Totalentreprenøren måtte sette seg inn i og ivareta kravene gitt i rammetillatelsen etter forurensningsloven som gjelder for dette prosjektet.

Sterkt forurensede masser (tilstandsklasse IV og V i forhold til grenseverdiene i SFT-veiledning 97-03 ”Klassifisering av miljøkvalitet i fjorder og kystfarvann”) skal deponeres i eksternt depot eller behandlingsanlegg.

Byggherren hadde engasjert egen konsulent som entreprenøren kunne benytte for prøvetaking. Analyseresultatene skulle foreligge etter ca 3 dager slik at anvendelsen av massene skulle være klare.

GRUNNFORHOLD

Egen geoteknisk datarapport ble sendt ut sammen med tilbudsdokumentene. I hovedsak viste grunnundersøkelsene::

- Ca 100 m til fjell i følge NGU
- Hovedsaklig lagdelt sand, delvis grusig og siltig.
- Opptil 5 m tykt siltlag (leirig og sandig) over største delen av området. Det ligger på -5 og faller av til -17 i øst. Det faller av østover og nordover.
- Under siltlaget var det sandige masser.

Geotekniske problemstillinger:

- Dimensjonering av midlertidige og permanente konstruksjoner
- Kvikksand, kvikksilt, bunnoppressing
- Store innlekkasjer av vann
- Rystelser, horisontal- og vertikaldeformasjoner
- Skader på nabokonstruksjoner (for eksempel Skansen jernbanebru, se nedenfor)

I den grad det var sammenfallende ønsker fra tilbyderne om supplerende grunnundersøkelser, tilbød byggherren seg å utføre og bekoste disse i tilbudsperioden. Resultatrapportene ville bli distribuert til alle tilbydere.

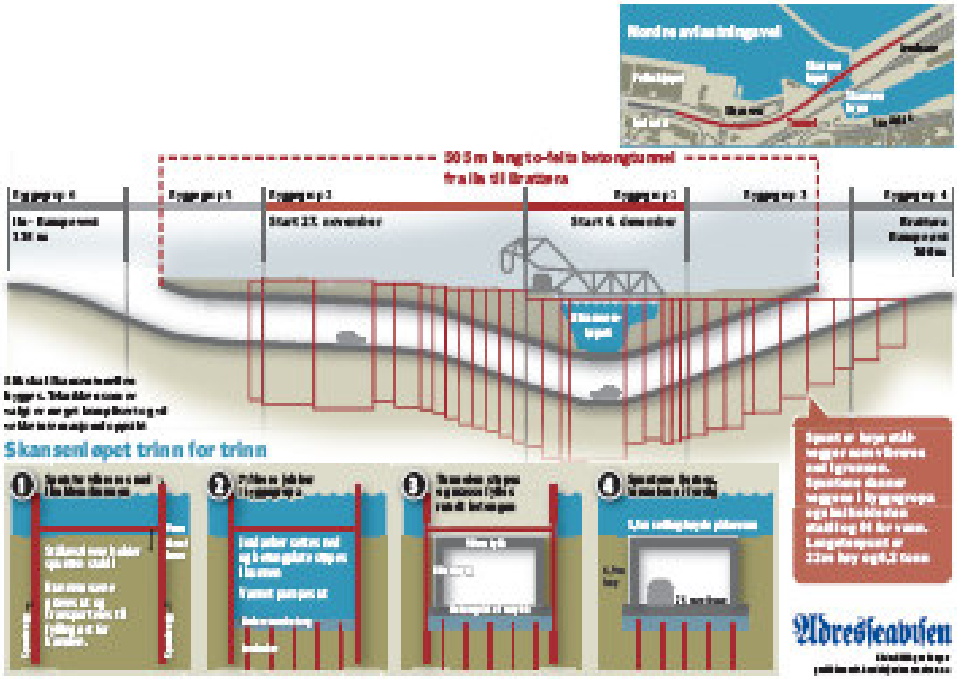
BB valgte i tillegg til byggeherrens undersøkelser også å gjennomføre egne geotekniske undersøkelser, prøvetaking, CPT, dreietrykksondering og grunnvannsmåling).

FRAMGANGSMÅTE VED BYGGINGEN

Framgangsmåte som entreprenøren valgt ved etablering av byggegropa kan beskrives som følger:

1. To rekker med spunt ble vibrert ned for å etablere ei byggegrop. Dybden varierte fra 10 m til 23,6 m. De største spuntnålene var av typen AZ50. Det ble etablert tverrspunt på 5 steder slik at det var mulig å dele opp hele byggegropa i 6 deler.
2. Puter og røravstivere ble etablert som avstiving i toppen av spunten. Røravstiverne var i toppen lagt så høyt at det uten problem skulle gå an å bygge betongtunnelen uten å fjerne avstiverne.
3. Mens vannivået inne i byggegropa ble holdt noenlunde konstant ble massen utgravd av en gravemaskin som stod på kanten av byggegropa med opptil 26 m rekkevidde. Finavretting ble utført med dykkere med sugeutstyr

4. Deretter ble det satt ned vertikale jordankre, se egen beskrivelse nedenfor .
5. Jordankrene med ei forankringsplate i toppen ble innstøp i ei undervannsbetongplate (betongkvalitet C40 SV40 UW-betong). Arbeidet ble utført av dykkere ved hjelp av ei støpeklokke. Tykkelsen på betongplata varierte fra 1 m til 1,35 m og mange av støpene omfattet ca 500 m3 betong.
6. Når denne var herdet hadde man avstiving i toppen ved røravstivere og i bunnen med betongplata. Vannet inne i byggegrop ble deretter tømt og byggingen av betongtunnelen kunne starte.
7. Etter at betongtunnelen var støpt ble det fylt løsmasser mellom spunt og konstruksjonsbetong.
8. Røravstivere, puter ble fjernet og til sist ble all spunt vibrert opp.



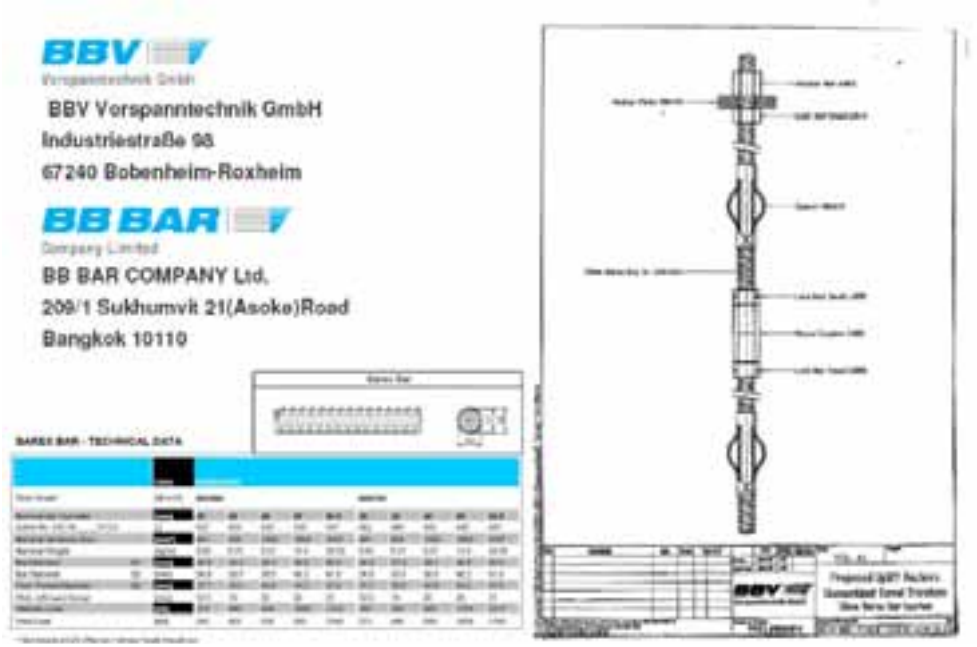
Oversiktsbilde av fra byggegropa sett østover mot selve Skansenløpet.

Følgende hovedtall gjelder:

Spunt	27.000 m2
Avstiving (puter og røravstivere)	620 tonn
Utgraving	80.000 m3
Undervannsbetong	8.000 m3
Gewi-anker	22.000 m
Konstruksjonsbetong	24.000 m3
Undervannsbetong	8.000 m3
Armering	3.000 tonn

JORDSTAGENE

Jordstagene (Gewi-stagene) som ble benyttet på anlegget var av typen 50 mm Barex Bar system med strekkfasthet på stålet 500/550 N/mm. Lengden varierte fra 7,1 til 23,6 m. Ved prøvetrekking ble disse belastet med 1,25 dimensjonerende last.



Bilder fra innstallering av jordstagene

Verken jordstagene eller undervannsbetongen er medtatt i oppdriftsberegningene for den permanente konstruksjonen.

SKANSEN
JERNBANEBRU

Skansen jernbanebru i åpen posisjon

Store deler av anlegget ligger nært inntil jernbanen og Skansen jernbanebru. Brua er bygd i 1918. For å sørge for samtidig seilingsløp inn i Vestre Kanalhavn og forbindelse inntil Trondheim sentralstasjon er brua utformet som en bevegelig klaffbru. Brua er fundamentert på trepeler. Skansen jernbanebru har to jernbanespor og et klaffspenn på 40 meter samt et fastspenn på 12 meter mot Skansen. Bruklaffen utbalanseres med et motvektslodd på ca 600 tonn som er opphengt i eget fagverk og henger på tvers over sporene.

Det var en klar forutseting i tilbudsgrunnlaget at konsekvenser for fundamentene til Skansen jernbanebru fra ramming av spunt eller peler måtte minimaliseres. Det måtte tilstrebes at det ikke blir nødvendig med justering av brua verken under og eller etter anleggsperioden.

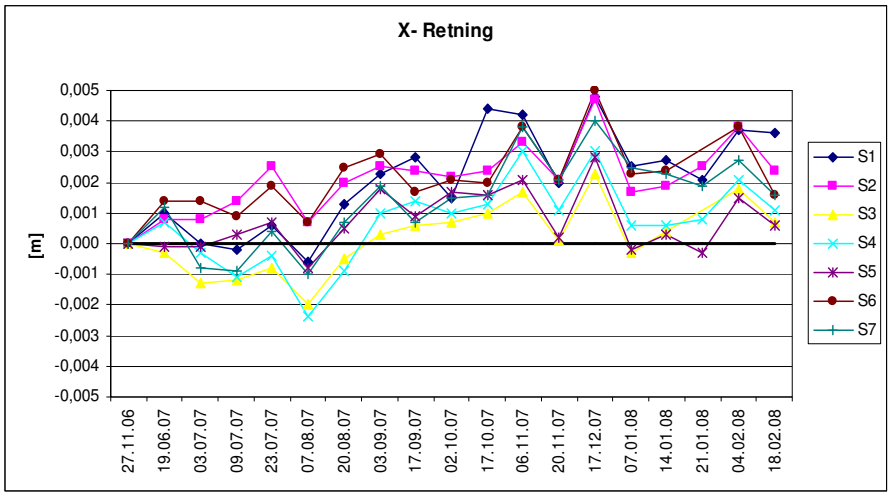
Entreprenøren Bilfinger Berger AG hevdet både ved tilbudsinnlevering og ved gjennomføring det ikke ville oppstå bevegelser av Skansen jernbanebru med de forutsetninger som var lagt. Også i samarbeid med Jernbaneverket ble det likevel gjort diverse vurderinger for å se på hvilke tiltak som kunne bli aktuelle dersom Skansen jernbanebru skulle få setninger til tross for de tiltakene som var gjort.

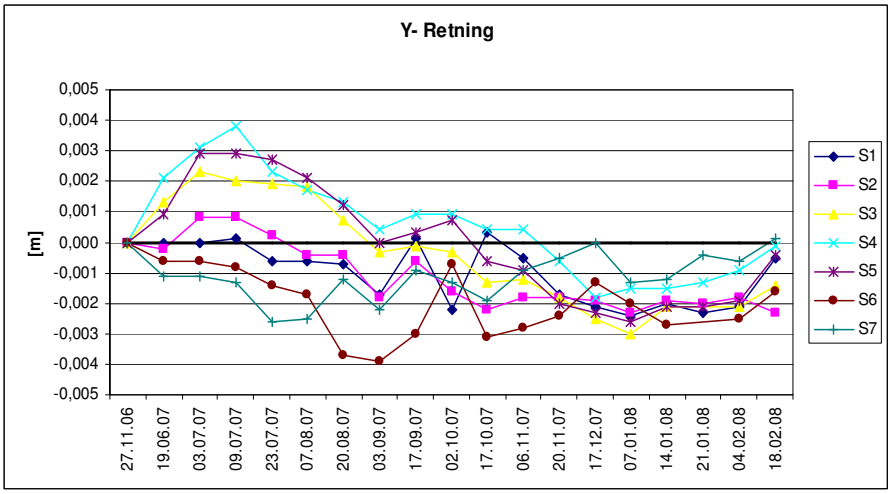
For å følge opp eventuelle bevegelser av Skansen jernbanebru ble det satt opp reflektorer på fundamentene på Skansen jernbanebru. En teodolitt foretok automatiske målinger slik at vi fikk døgnkontinuerlige observasjoner med varsel dersom det skulle oppstå uventede bevegelser Også vibrasjonsmålinger ble utført men det viste seg ganske snart at vibrasjonene fra passerende tog var mye sterkere enn vibrasjonene fra anleggsarbeidene.

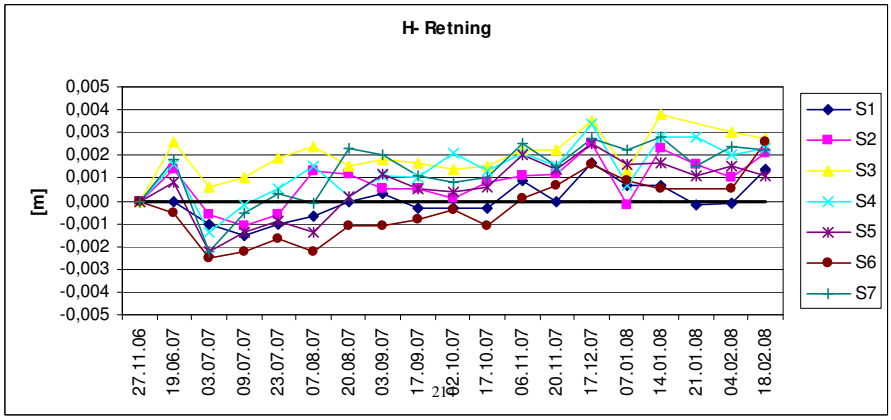
Inklinometermålinger av spunten ble også utført.

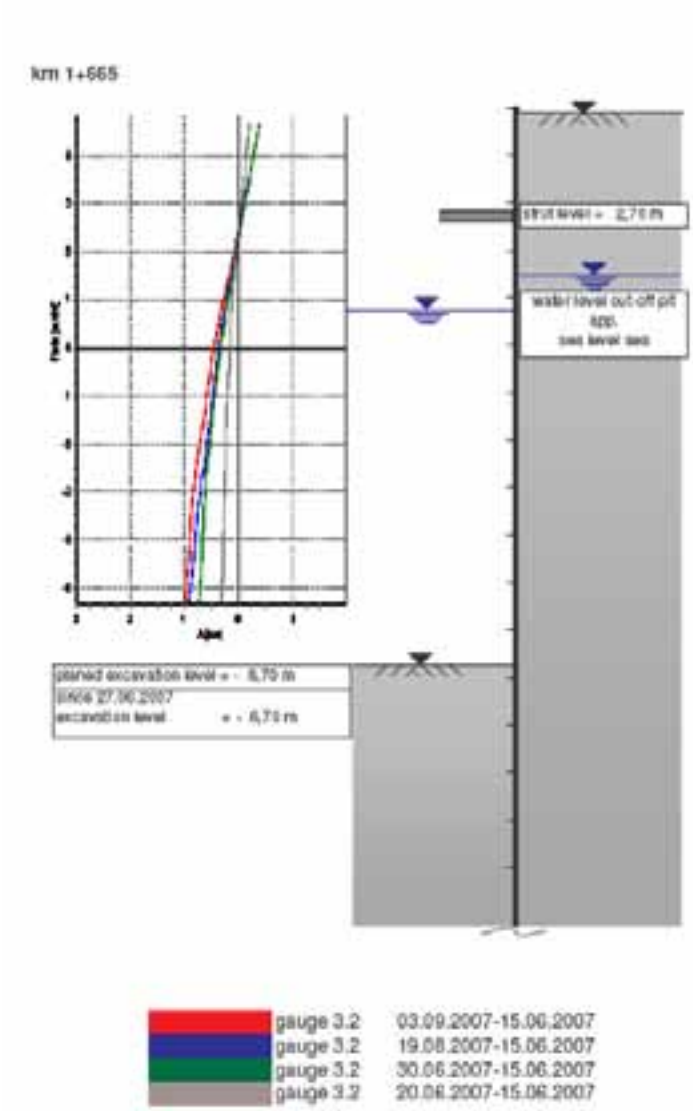
Konklusjonen etter at det hadde gått ca 4 måneder etter at spunten var fjernet er at det ikke kan sies å ha vært bevegelser i Skansen jernbanebru.

Bevegelsesmålinger av fundamentene til brua:









Inklinometermålinger av spunten inntil jernbanebrua.

SLUTTORD

Byggingen at Skansentunnelen er helt ferdig, men så langt har arbeidene gått stort sett etter planen og resultatet ser ut til å bli godt. Entreprenøren Bilfinger Berger AG er nå i sin avsluttende fase med komplettering av elektroarbeidene, nødutstyr, kantstein og asfalt.

Tunnelen vil stå ferdig like etter nyttår, men fordi vegen videre østover på Brattøra ikke er ferdig vil tunnelen ikke bli tatt i bruk for offentlig trafikk før i 2010.

21.1
0

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

Ispropp mot 15 m vanntrykk.

- Tetting av inntakstunnel til Skoddeberg Kraftverk.

Dr. ing. Anne-Lise Berggren, GEOFROST AS

Summary

An artificial ice plug for a headrace tunnel was ordered by Hålogaland Kraft. The ice plug concept developed and tested by GEOFROST, proved successful in use. The system makes it possible to close a water filled tunnel, where there are no upstream gates or other easy ways to cut off the water. In this way refurbishment work of many elderly power plants may be performed in a safe and cost effective manner.

Sammendrag

En kunstig frosset isplugg ble bestilt til en inntakstunel av Hålogaland Kraft. Ispluggkonseptet som er utviklet og testet av GEOFROST viste seg å være vellykket. En ispropp gjør det mulig å blokkere for vannet i en vannfylt tunnel der det ellers ikke finnes stengemuligheter. På denne måten kan rehabilitering av mange eldre kraftverk utføres på en trygg og kostnadseffektiv måte.

Figur 1: Skoddebergvannet med innakshvirvel midt på bildet.

1. Innledning

Isproppkonseptet som er utviklet av GEOFROST, er basert på at frosne materialer har stor styrke når temperaturen blir tilstrekkelig lav, og at isproppen enkelt kan fjernes etter bruk. Konseptet er derfor ideelt til midlertidige konstruksjoner i forbindelse med rehabiliteringsarbeider i vannførende tunneler/rør av ulike slag, - for eksempel kraftverk, vannverk og kloakksystemer.

2. Historie

2.1 Fallforsdammen omløpstunnel

Statkraft var innovativ og åpen for å prøve nye løsninger. I 1989 fikk GEOFROST i oppdrag fra Statkraft, via Aker Entreprenør, å forsøkte å stenge omløpstunnelen fra Fallforsdammen med en ispropp. Dette lyktes ikke da, med den tid og de midler som sto til rådighet. (Ref. 1) Forsøket var imidlertid så lovende at Vassdragsregulantenes forening (VR senere Enfo) i samarbeid med Norges Forskningsråd (NFR), Statkraft og GEOFROST året etter startet et forskningsprosjekt for å utvikle ideen videre.

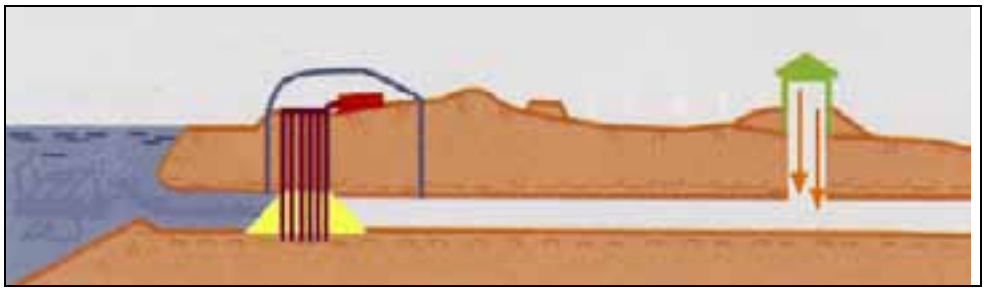
2.2 Forskningsprosjekt

Prosjektet fikk finansiell hjelp av Norges Forskningsråd gjennom EFFEN-programmet i 1992. Teoretisk forskning og laboratorieforsøk ble utført. En av utfordringene var å finne sammenhengen mellom:
1) temperatur og dimensjon på fryserør, 2) vanntemperatur og 3) oppnåbar diameter på frostsylindrene, sett i lys av at frysingen kompliseres av de vertikale strømmene som dannes at den termiske gradienten i fritt vann. Disse sammenhengene blir i dag brukt ved dimensjonering av ispropper. (Ref. 2)

2.3 Fullskala forsøk Røssåga

En fullskala ispropp ble testet i Røssågavassdraget, mellom Mosjøen og Mo i Rana. I en omløpstunnel som munnet ut i elva hadde man mulighet til å teste ut teoriene uten å risikere å skade noe kraftverk eller hindre kraftverksproduksjonen.

Et vannmagasin med 20 m vanntrykk ble holdt i sjakk av en 6 m lang kunstig frosset isblokk i en tunnel med et tverrsnitt på 50 m^2. Den ble ensidig belastet med mer enn 1000 tonn i en måned før den ble fjernet. (Ref. 3)



Figur 2: Ispropp stenger mot vannmagasinet. Vannpumping og sandfylling nøytraliserer vannstrømningene under nedfrysingen. Nedstrøms kan tunnelen deretter tømmes slik at arbeider kan foregå tørt.

3. Ispropp mot Skoddebergvannet

3.1 Oppdraget

Hålogaland Kraft planla rehabilitering av Skoddeberg Kraftverk. I den forbindelse var det nødvendig å stenge vannveien, men luka i inntakstunnelen (ca. 8 m^2) fra begynnelsen på 1950-tallet var ikke tett.

Det var da først tenkt å bygge en fangdam. Imidlertid stilte man seg spørsmål om sikkerheten ved en slik løsning ettersom vinteren som vanligvis gir lite tilsig til vannmagasinet i de senere år har overasket med midtvintersflommer. Nivået i magasinet kan da stige med en meter i døgnet, og en eventuell fangdam kunne blitt oversvømt i løpet av kort tid.

Mange kreative ideer kom på bordet. Blant disse fantes isproppen, som en hadde hørt om i et foredag i Vassdragsregulantenes forening. Undertegnede ble kontaktet og bedt om en orientering og vurdering, dernest om å gi tilbud på en ispropp.

GEOFROST tilbød to alternativ, det billigere lakefrysingsalternativet og det raskere nitrogenfrysingsalternativet. Sistnevnte ble valgt, for å begrense stopptiden for kraftverket.

3.2 Forberedelser før stopping av kraftverket

Mange aktiviteter skulle koordineres. Disse tok utgangspunkt i datoen da kraftverket skulle stenge, planlagt ut fra lite tilsig til vannmagasinet. Før denne dato ble alle hull boret, og fryserør montert. I mangel av noe bedre, ble senterlinjen for tunnelen som hadde en teoretisk bredde på 2,5 m, satt ut med basis i lukehuset og inntaks-hvirvelen. Boringene viste at tunnelen var litt større enn tidligere antatt, og dimensjoneringen ble justert deretter

Figur 2: Venstre:Boring ned i vannfylt tunnel. Høyre: Fryserør klar for montering.

.

3.3 Nøytralisering av vannstrømmene

For å etablere ispluggen må vannet som skal fryse oppholde seg lenge nok i samme område til at dette skjer. Både vertikale strømmer forårsaket av tetthetsforskjeller ved temperaturendring under nedkjølingen og horisontale strømmer forårsaket av utett luke og sprekker i den uforede fjelltunnelen må kontrolleres. Heri ligger den største utfordringen. Sand/grus ble fylt i tunnelen for å redusere strømninger forårsaket av de termiske gradientene, og derved gjøre nødvendig antall fryserør akseptabelt. Videre ble det pumpet vann forbi proppstedet for å nøytralisere effekten av alle lekkasjene

og derved også sørge for at sanden ble liggende.

3.4 Frysing

Sandfylling og frysing kunne ikke starte før kraftverket var stoppet, 28. januar 2008. For at Hålogaland Kraft deretter kunne starte arbeidene i vannveien raskest mulig, ble kondensert nitrogen ved -196 °C benyttet til nedfrysingen. Av økonomiske årsaker gikk man deretter over til frysing med lake som typisk har en temperatur mellom -30 °C og -40 °C.

3.5 Nedtapping av tunnelen

Da isproppen hadde oppnådd kriteriene, minimum 0,8 m tykkelse ved -10 °C, kunne den belastes. Først ble vannpumpingen stoppet slik at vannet sank i lukesjakt og svingesjakt. Deretter ble en spyleluke ved overgangen mellom inntakstunnelen og rørgaten delvis åpnet. For å unngå for brå pålasting av isproppen, ble nedtappingen foretatt ut over et døgn. Isproppen var nå belastet med 15 m vanntrykk.

3.6 Rehabiliteringsarbeider

Foruten at luken i inntakstunnelen måtte skiftes, skulle det installeres en ny turbin i Skoddeberg kraftstasjonen, lages en ny avgrening til denne og utføres sikringsarbeider i svingekammeret.

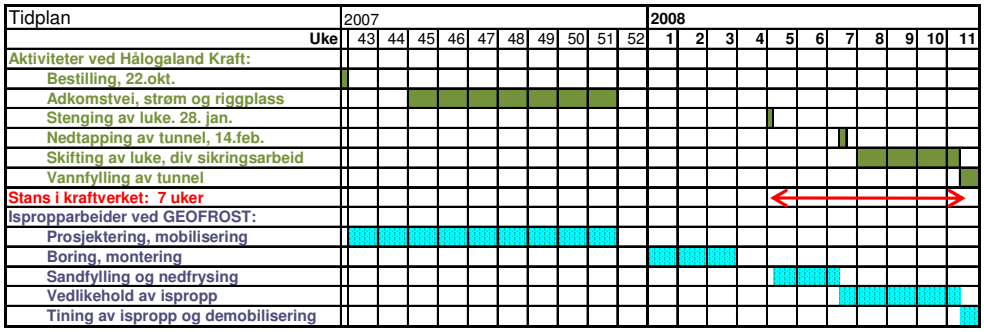
3.7 Isproppen fjernes

For å unngå slitasje på turbinene var det bevisst valgt sand med lavt kvartsinnhold. Fjerningen av isproppen ble forberedt mens de siste rehabiliteringsarbeidene ble utført. Deretter ble det laget hull i isproppen med høytrykksspyler, slik at vannerosjonen kunne ta seg av resten av tiningen på en rask og effektiv måte.

Hullene i tunnelen planlegges tatt vare på for eventuelt bruk ved neste lukeskifting.

3.8 Tidsforbruk

Jobben ble fysisk utført i tidsrommet januar – mars 2008. Det var til dels krevende vinterforhold, men arbeidene forløp uten nevenverdige problemer av noen art. Således kom avsatt reservetid i
uke 4 ikke til anvendelse.
Som det fremgår av tidplanen stod kraftverket i 7 uker, hvorav etablering og fjerning av ispropp utgjorde i overkant av 2 uker.



Figur 3: Medgått tid for prosjektaktivitetene.

4. Konklusjon

GEOFROST har utført forskningsarbeid og testet ut resultatene i full skala i en tunnel eid av Statkraft. De utviklede teorier og laboratorieforsøk har latt seg overføre til felten. Forskningsprosjektet viste at konseptet var gjennomførbart, og oppdraget for Hålogaland Kraft har vist at det også er økonomisk konkurransedyktig.

Det viste seg også at frykten for stor vannstand i Skoddebergvannet var berettiget, - en løsning med fangdam ville ha mislykkes på grunn av en særdeles nedbørsrik høst. Som et alternativ til å bygge fangdam, tette inntaket i tunnelen, tappe ned magasinet eller lage parallelle tunneler er isproppmetoden både forutsigbar og trygg.

Referanser:

1. Sandvold, A. Frysing av ispropp i tunnel for ombygging av luke, Fallfors, Røssåga. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1989. ISBN 82-519-1007-2.

2. Berggren, A-L, Elster, N., Kallhovde E., Sandvold, A. Ispropp for stenging av vannfylte tunneler. Publ. nr. 2-94. ISBN 82-91533-02-4.

3. Berggren, A.-L., Sandvold, A. The world's first artificial ice plug for a hydro tunnel.
The international journal on hydropower & dams. May 1995. ISSN 1352-2523.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

TRAGIC COLLAPSE OF A STATION CAVERN DURING CONSTRUCTION OF THE SÃO PAULO METRO: UNEXPECTED AND UNPREDICTABLE GROUND DESPITE ELEVEN BOREHOLES

Tragisk kollaps av stasjonshall under bygging av Sao Paulo metro: Uforutsett og uforutsigbar grunnforhold tross elleve borhull

Dr. N. R. Barton, Nick Barton & Associates

SUMMARY

In January 2007, a dramatic metro construction accident occurred in São Paulo. Nearly the whole of one of the station caverns of 40 m length and 19 m span suddenly collapsed. Despite extensive drilling around and even within the cavern centre, a misleading top-of-rock elevation was indicated, giving an assumed 3 m of rock cover above the arch of the cavern, beneath about 18 m of saprolite, soil and sand. Heavy lattice girders at 0.85 m centres and steel-fibre reinforced shotcrete of at least 35 cm thickness were used as primary support. Subsequent excavation through all the collapsed rock and soil during 15 months of investigations revealed a previously undiscovered, 10 m high ridge of rock with adversely oriented steep sides, caused by differential weathering of vertically foliated gneiss. A secondary planar joint set, a major bounding discontinuity, and probable elevated pore pressure from a cracked storm drain constituted an unpredictable set of adverse conditions at an adverse location beneath a road, causing the death of seven people when sudden collapse occurred.

SAMMENDRAG

I januar 2007 skjedde det et dramatisk ulykke under bygging av São Paulo metro. Nesten hele volum av en stasjonshall av lengde 40 m og spennvidde 19 m plutselig kollapset. Tross utstrakt borhullsundersøkelse rund omkring og i midten av fjellhallen, var en misvisende fjellkvote indikert, med antatt 3 m bergoverdekning over hengen, under 18 m med dypforvitret fjell (saprolitt), jord og sand. Tunge stålbuer eller 'lattice girders' med 0.85 m senteravstand, sammen med minimum 35 cm stålfiberarmert sprøytebetong var tatt i bruk som primærsikring. Senere utgraving gjennom alt jord og fjell som falt ned til fjellrommets bunn, som tok 15 måneder å gjennomføre, viste rester av en uoppdaget 10 m høy fjellrygg med nesten vertikale og ugunstige orienterte sider, forårsaket av differentiert forvitring av gneis med nesten vertikal foliasjon. Et sekundær, plan sprekkesett, pluss en stor diskontinuitet som begrenset kollapset, og i tillegg en antatt sprukket og lekkende stormdren, konstituert et uforutsigbar sett med ugunstige forhold samt ugunstig lokalisering rett under en traffikert vei, som forårsaket tap av syv menneskerliv, når det plutselig var kollaps.

1. INTRODUCTION

On the afternoon of Friday 12th January 2007, a dramatic accident occurred during the

construction of the São Paulo Metro. Nearly the whole of one of the station caverns of 40 m length suddenly collapsed, immediately followed by collapse of nearly half of the adjacent 40 m diameter and 35 m deep station shaft. These constructions are close to the Pinheiros River, in the SW sector of the city, and are part of the new Line 4 (Yellow line) of the presently expanding São Paulo Metro.

Figure 1a shows the situation some time before the collapse, before construction of the first bench in the station cavern to the east of the shaft. The ill-fated Rua Capri is marked by the line of trees behind the gantry crane. The shaft wall chainage at 7080 m and the rear discontinuity (FF) at chainage 7120 m, mark the approximate limits of the 40 m long station cavern collapse.

Figure 1a (left). Aerial view of the Pinheiros Station shaft. The black curved arch at 20m depth down the shaft wall is the top-heading of the station platform cavern. Figure 1b (right). The station cavern collapsed suddenly beneath Rua Capri (in right foreground). This was followed by the almost simultaneous and inevitable collapse of approximately half of the 40 m diameter shaft wall.

The multiple accident shown in Figure 1b occurred so rapidly that there was no time for warning to be given. The seven unfortunate victims died after falling (or perhaps even being sucked) from the surface and becoming deeply buried under the collapsed rock and soil. It took firemen and CVA consortium rescue teams a total of 12 days to recover all the bodies following burial under 15 to 20 m of soil and weathered rock. Five of the victims were in a micronibus or large minibus that had been driving along Rua Capri, which crossed the eastern end of the station cavern. Another victim was an elderly pedestrian in the same street. The seventh victim was a lorry driver from consortium CVA.

It is probable that suction, caused by the rapid fall of a huge undetected ridge of jointed, foliated and often deeply weathered rock weighing some 15,000 to 20,000 tons, actually sucked the Rua Capri victims to a lower level in the debris than they would have fallen if materials had been more uniform. The rapidity of the collapse caused an air blast in the running tunnel, that over-ended a fleeing worker.

It can perhaps be assumed that sudden collapse of a temporary soil/saprolite arch beneath Rua Capri immediately above the falling ridge of rock, was the reason for not being able to avoid being sucked into the void. Rescue teams worked mostly from the running tunnel adjacent to the cavern, some 30 m beneath the collapsed section of Rua Capri.

2. BOREHOLES FOR SITE INVESTIGATION

Prior to final design and construction of the 19 m span station cavern, numerous boreholes had been drilled through the soil, saprolite and gneiss. The four boreholes located close to the sides of this eastern station cavern, and one in the centre of the cavern (Figure 2a), had indicated some zones of deeply weathered rock, especially in the biotite gneiss. This had been expected from investigations elsewhere along Line 4. The boreholes consistently indicated low rock cover above the planned 40 m long cavern arch located on the eastern side of the shaft.

Figure 2a (left). The appearance of the rock core from borehole 8704 that was drilled near the centre of the (future) station cavern. Figure 2b (right). Another of the closest boreholes, 8702, drilled right next to the (future) cavern wall, and in the (future) shaft wall.

The eighteen plastic containers seen in the left photograph (sixteen in the right photograph) contain the nominal recovery of 18 m (or 16 m) of overlying sand, soil and saprolite. The rock head, encountered first at an *average* 18 m depth, at an *average* elevation of 706 m, was weathered gneiss. The near-vertical foliation, seen so clearly after post-collapse excavation, (last figure in this paper) is not indicated in these and other core photographs.

On average the arch was at a depth of 21 m below the surface soil, which was at an elevation 724 m. The central borehole (number 8704) drilled near the centre of the cavern, had correctly indicated a (local) top-of-rock elevation of 706m. This was exactly the same as the *mean* rock elevation found in the four other closest holes. The arch of the planned Pinheiros station was at elevation 703m, giving an assumed 3 m of rock cover over the arch. Rock bolts were therefore not used as the rock was strongly weathered, and bolt holes would have been difficult to grout.

3. SUB-SURFACE RIDGE OF ROCK WENT UNDETECTED

Figure 3a shows what was *expected on average* concerning top-of-rock elevations, when a diagrammatic vertical cross-section is stripped of all sophisticated geological detail. A uniquely adverse sub-surface ridge of rock with steep sloping sides was discovered along the axis of the cavern *after* the collapse. The ridge proved to be an astonishing 10 to 13 m in

height, in relation to the surrounding top-of-rock levels, running for many tens of meters along the cavern and running tunnel. It appears to have been divided into two unequal 'halves' close to the location of the fated 8704 borehole, as sketched in Figures 4 and 5.

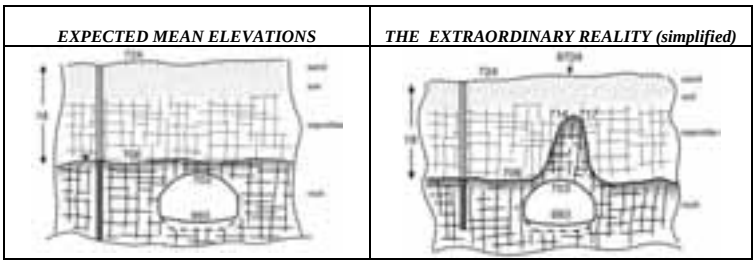


Figure 3. a) Most of the closest boreholes were drilled from 723-724 m surface elevations, and rock was reached between 706-707 m in the majority of cases. b) Most of the collapsed rock in the centre of the cavern fell 10 m, to a top elevation of 704-707 m, i.e. 1 to 4m above the (original) cavern arch.

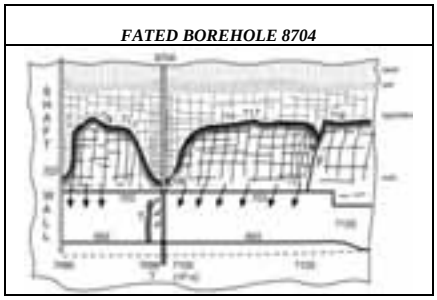


Figure 4. The ridge-of-rock was missed due to the fated location of borehole 8704. Drilled at ch. 7100, it (also) reached rock at 706 m. This was the same elevation as the mean top-of-rock elevation (706 m) of the five nearest boreholes. Low cover was 'confirmed', and heavy lattice girders and S(fr) were chosen in place of B+S(fr).

Even after falling at least 10m during the collapse, and crushing the heavy station cavern support, the two fallen ridges of weathered, foliated and jointed gneiss came to rest with a top elevation as high as 704 m to 707 m. The sketches in the longitudinal direction given in Figures 4 and 5, show why the ridge-of-rock or 'seismic tower' was missed by borehole 8704. (See later reason for this 'seismic tower' terminology). Remarkably, the investigating institute IPT working for the Police, chose to ignore these elevation discrepancies in their official 3000 pages, 46 volumes report, and they therefore failed to discover (or chose not to discover) the reason for the exceptional loading that caused the collapse.

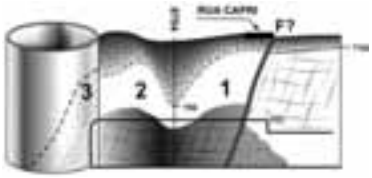


Figure 5. A simplified interpretation of the fallen rock, in the form of two large ridges. A bounding discontinuity, marked F, marked the eastern limit of the collapse, beneath Rua Capri.

4. ROCK QUALITY LOGGING

During construction of the eastern station cavern, geologists had registered an increasing volume of medium quality class III (*Bieniawski,1989* rock mass rating RMR = 44-48) in the centre of the cavern in the direction of Rua Capri. This 'core' (B) of improved rock is indicated by simplified cavern face maps, two of which are shown in relation to cavern progress in Figure 6.

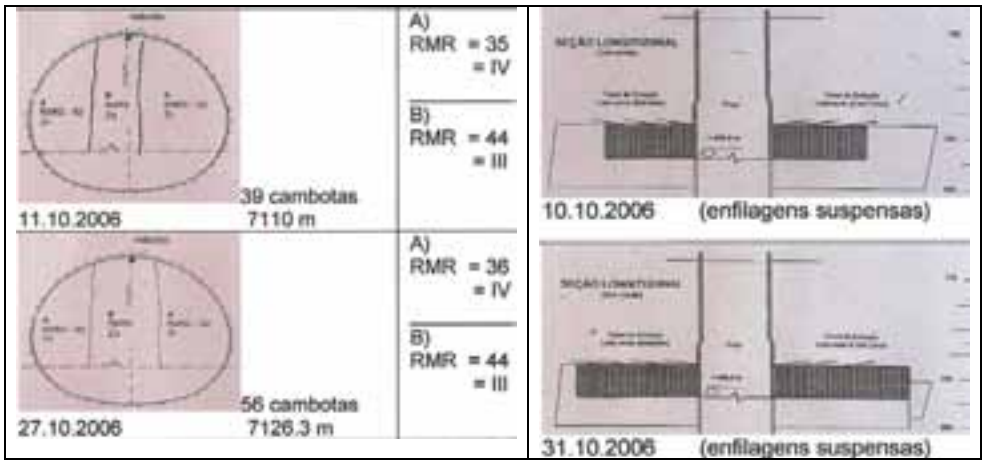


Figure 6. The RMR rock class values of the 'core' (B) and the surrounding rock (A) are listed. Pre-injection screens were suspended after #3 due to improving rock quality of the cavern under Rua Capri. The volume of better quality rock increased.

The Class III 'core' mapped along almost the whole length of the cavern centre was surrounded by poorer quality Class IV rock (RMR= 34-36) on either side (as classes A/B/A). That this better quality rock 'core' could be a threat to cavern stability was not of course imagined, since a 3 m thickness of rock cover had been 'confirmed' by all boreholes.

With the benefit of hind-sight (following the collapse), the possibility of differential weathering was considered, since a high ridge of rock was soon indicated, in contradiction to earlier borehole evidence. A high ridge of rock means that upper parts reaching nearer to the surface, will be weathered, especially if of lower quality. This concept, and its possible development over a 'geomorphological time scale', is illustrated in Figure 7 (Barton, 2008).

5. HEAVY PRIMARY SUPPORT FOR THE STATION ARCH

Because of the weaker rock at the sides of the cavern, the designers made conservative assumptions concerning the foundation strength and stiffness of the rock beneath the footings of the lattice girders. The so-called 'elephant feet' supporting the structural arch, assist in sharing the load from the over-lying rock mass, and are placed in large excavated recesses in the rock, at either side of the cavern, as indicated in Figure 8. Typical execution is shown in Figures 9 a and b.

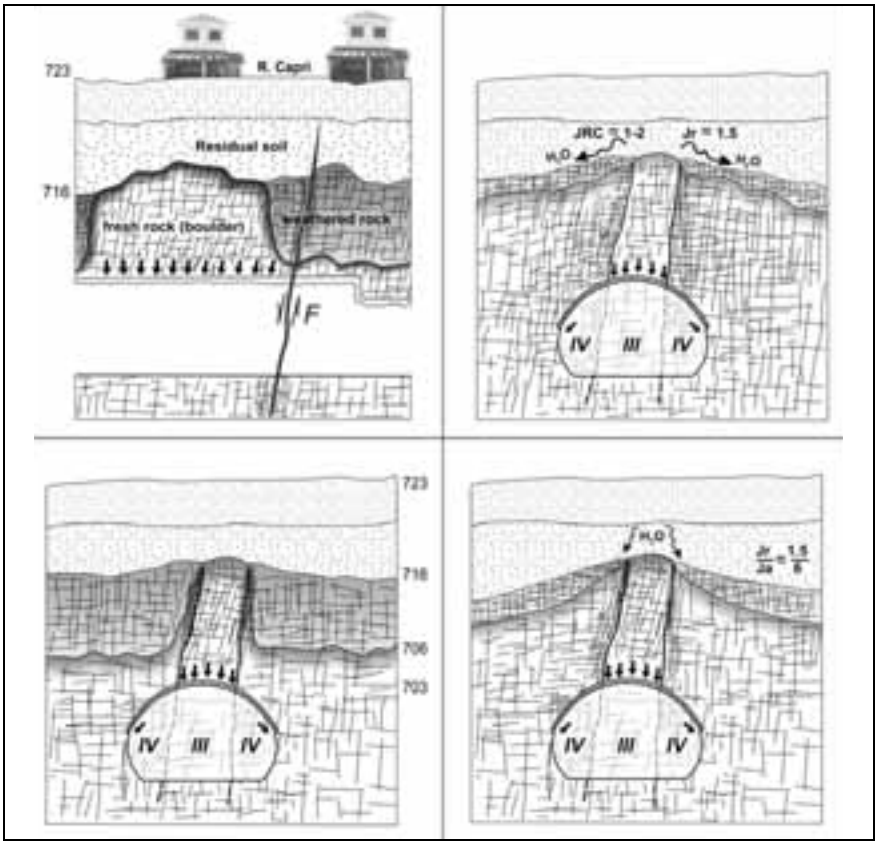


Figure 7. Conceptual 'seismic tower' models (Barton, 2008) that were developed as possible explanations of the gradual development of differential weathering, eventually leaving a threatening ridge (and wedge) of rock that threatened stability as it prevented efficient arching above the cavern. Even more adverse wedge structures were required for failure to develop. (See later UDEC modelling).

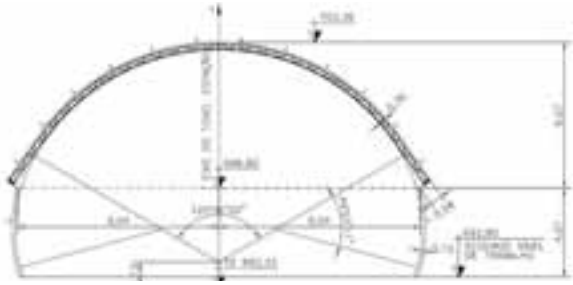


Figure 8. Lattice girders were at 0.85 m c/c, and embedded in more than 35cm of S(fr). Note the 'elephant-feet' recesses for the lattice girder footings. The exceptional load caused by the unknown ridge-of-rock that failed these footings along part of the cavern, is modeled by fracture mechanics code FRACOD later in this paper.

Figure 9. A view of the heavy primary support in the top heading of the eastern station cavern. Lattice girders were at 0.85 m c/c spacing, embedded in at least 35 cm thickness of steel fibre-reinforced shotcrete. The pre-injection process at the cavern face (ch.7126 m) seen on the right was for the future intersection with the running tunnel to the eastern end of the cavern, just beyond Rua Capri.

The contractor CVA excavated with small drill-and-blast advances and applied the successive structural support elements up to the face, followed by shotcreting. An earlier Basic Design lattice girder spacing of 1.25 m c/c was rejected because of the loads resulting from the *assumed inadequate rock cover*, as the usual and desirable arching in the rock above the cavern was expected to be much reduced. In reality it was to be *even more reduced.*

A lighter and cheaper primary support alternative for the cavern, consisting of rock bolt reinforcement of the rock arch, and significantly less thickness of sprayed concrete thickness was also rejected, since the five closest boreholes had indicated a mean top-of-rock elevation of 706m, only 3m above the cavern arch roof, considered insufficient for conventional support with rock bolts, since this rock was also deeply weathered.

Final support of this large multiple-component shaft-and-caverns station structure was to have consisted of steel-reinforced concrete. However this stage of construction had not been reached at the time of collapse, neither in the eastern nor western station caverns, nor in the central station shaft.

6. POST-COLLAPSE EXCAVATION REVEALS LIKELY COLLAPSE MECHANISMS

During most of 2007 and the first 3 months of 2008, the fallen rock (and soil and saprolite) sketched in Figure 5 was carefully excavated, under the supervision of the investigating institute IPT. This excavation occurred from the base of an increasingly deep open excavation, supported eventually by hundreds of tie-backs. (Figure 10). Excavation through the fallen material was done with care and was almost comparable to an ‘archeological’ excavation, with 1 to 2 m high cuttings along longitudinal-sections, and similar cuttings along cross-sections (e.g. Figure 12), with careful recordings of each stage performed by the 24-hours field-team of institute IPT, who were reporting to the public prosecutor and police. The final open excavation of about 30 m depth will later be completed as a cut-and-cover station platform construction.

Figure 10. a) Initial appearance of the open excavation. b) Excavation towards the end of 2007.

Figure 11. Note the 1-1.5 m high central ridge or 'core' that had a loosened appearance due to its fall of about 10 m. It exhibits a curved, smoothed appearance due to deep weathering. This is assumed to be 'remnant' Class III, but originating from a higher level (+10 m) than when recorded at the face.

Figure 12. Left and right sides of the excavation, at elevation 704 m. Note the competent, mostly undisturbed rock on either side, and the fallen material towards the centre of the collapsed cavern.

7. DIFFERENTIAL WEATHERING THE KEY CAUSE OF A COLLAPSE MECHANISM

Differential weathering along the sides of the 10 to 13 m high ridge of rock was identified during this post-collapse excavation. At some distance above the cavern arch, this unidentified wedge-shaped ridge had developed into a threat to stability, due to its adversely sloping soil and clay-filled boundaries, which must have had insufficient shear strength. These adverse boundaries hindered arching, and instead stood ready to supply a huge load onto the lattice girder and steel-fibre reinforced shotcrete support. Figure 11 shows the condition of the ridge-sides near the worker dressed in green seen in Figure 10b.

Figure 7 showed conceptual drawings of what is believed to have caused the failure of the cavern: a jointed and variously weathered 'ridge-of-rock' that must have had its origin in *differential weathering* between what, at cavern level had been class III rock (the 'core') surrounded by the poorer class IV rock, which obviously weathered more easily as the surface was approached, a principal illustrated clearly in Figure 13b, from *Linton (1955).*

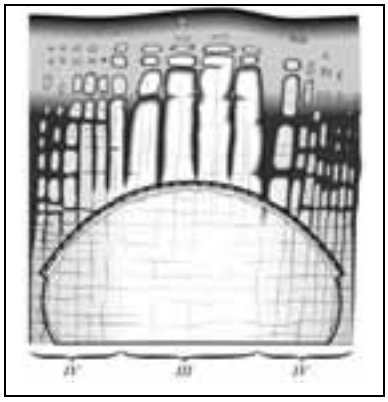


Figure 13a. Core-stone phenomena in massive granites applied to the gneiss at Pinheiros.

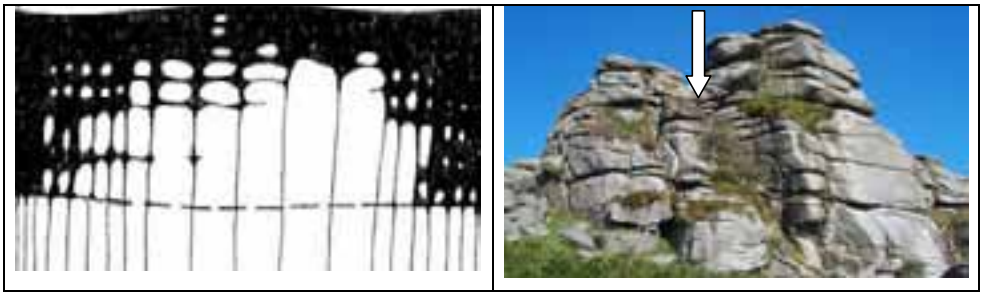


Figure 13 b) The sketch is from *Linton (1955)*. ('The problem of tors'). Despite the *much less massive* nature of gneiss (as compared to granites) as was involved in the Pinheiros cavern collapse, the remnants of more jointed, and differentially weathered structures were clearly evident throughout the stage-by-stage excavation. c) The arrow shows the conceptual hole 8704 location, between two towers (in this case remnant towers or 'tors' of granite from SW England).

Figure 14. Another example of fallen 'core' material. Despite falling as much as 10 m it still rests at a top elevation of almost 707 m (see 705 m mark). This suggests that it was previously at elevation 717, or 11 m above *assumed* mean top-of-rock levels as obtained from the five nearest boreholes. For some remarkable reason, this discrepancy was not commented anywhere in the 3000 pages, by the investigating institute IPT.

Figure 15. The running tunnel to the east of Rua Capri (looking back in the direction of Pinheiros station) proved, in retrospect, to also display signs of a 'core' of better quality rock, at chainages even as far as 7170 m, and also at 7150 m (this photo). This suggests a unique *sub-surface ridge* of higher quality rock, stretching some 80 to 90 m, and 10 m or more above the surrounding sub-surface rock.

8. THE COLLAPSE MECHANISMS SEEN IN THE COLLAPSED SUPPORT

The collapsed parts of the cavern's structural support were reached at elevations of 693 to 695 m, immediately above the original cavern floor level of 693 m. The cavern had already been excavated to a height of 10 m when the collapse occurred. A final bench excavation remained to be excavated below this level, in mostly sound rock. Evidence for extreme over-loading of the structural support, causing its imminent collapse, was eventually exposed near the base of the excavations.

In part of the cavern there was evidence of footing failure, meaning fracturing of the rock, followed by folding and inwards displacement of wall shotcrete and mesh. An example is shown in Figure 15a. There was more extensive evidence of extraordinary 'punch-loading' of the heavy arch support, with multiply folded layers of structural support, and even of lattice girder steel failed in tension. This is evidence of extremely unusual, and probably high-velocity loading levels.

Figure 15 a) Evidence of elephant-footing failure due to presumed stress-fracturing of the gneiss beneath the footings (part of left wall only). b) Evidence of 'plastic-hinge' development in the lattice girders. Note the remnants of pre-grouting tubes just above the collapsed shotcrete (and lattice girder) support, also left wall.

The 'folding' of the lattice girders shown in Figure 15b, stands in stark contrast to the robust support shown during construction, in Figure 9. It also emphasizes the normal reliance on arching for cavern or tunnel stability, with tangential stress combined with sufficient shear strength, taking most of the assumed load. This of course is the principal of NMT or permanent support with B + S(fr), which in this case would need to be combined with RRS, or rib-reinforced lattice girders, to take care of the lowest quality. It is the opinion of the writer that all conventional methods of support would have failed in this special case.

There was also evidence of the exceptional dynamic loads involved, seen in the characteristics of totally deformed material, presumably plasticised rock, trapped in the 'arm' of the crushed excavator, depicted in Figure 17. The process by which this material arrived within the folding 'arm' of the excavator, to be immediately crushed is hard to visualize.

Figure 16. This photograph shows an example of three superimposed ('folded-sandwich') sections of support (arch-wall-arch) now all squeezed within a 1m thick collapsed layer, just above the muck of the original floor of the uncompleted cavern. The upper part of this sandwich has probably fallen nearly 10 m.

Figure 17. Crushed excavator with 'molded' debris caught in the folded limbs. This damage gives evidence of the many thousands of tons of fallen rock.

9. COMPUTER MODELLING OF COLLAPSE MECHANISMS

The mechanisms of such structural failure could be partially demonstrated in post-collapse discontinuum (jointed rock mass) modelling, and in stress fracture modelling of the over-loaded 'elephant footings'. These models were performed by world experts in their field, and showed multiply over-loaded structural support, and extremely cracked foundations beneath the footings, when realistic levels of rock strength, fracture toughness, and exceptional rock ridge loadings of up to 20,000 tons were modelled. Two examples of the footing failure models are shown in Figure 18.

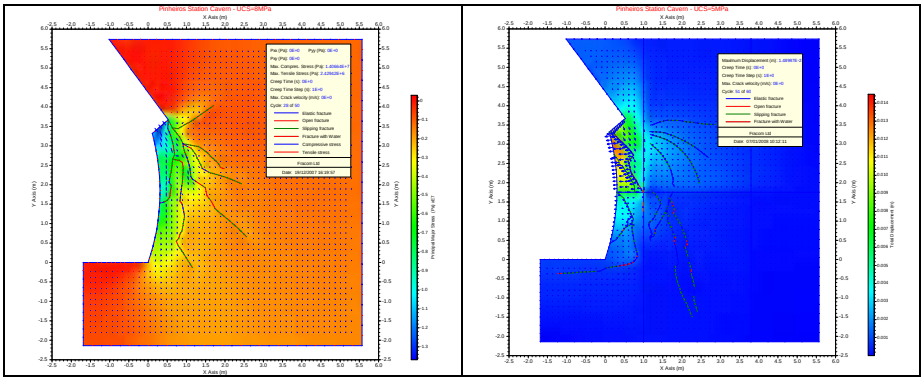


Figure 18. Examples FRACOD modeling of rock fracturing beneath the ‘elephant-footings’, caused by over-stressing of the lattice girders in the cavern arch, caused by the unknown elevated ridge of rock.

Dr. Baotang Shen, the developer of the BEM fracture mechanics code FRACOD, performed this modeling for NB&A. No cracking occurred in any of the three cases (UCS = 5, 10 or 15 MPa) when load levels were *low*, (three of nine cases), as reasonably expected in the CVA consortium design. Cracking increased as load levels approached those that were assumed to be applied by the ridge of rock, assuming limited arching, and eventual full gravitational load.

The larger-scale modelling of possible over-all cavern failure, due to over-loaded support, was performed with the UDEC distinct element computer code. This modelling was performed for NB&A by Prof. Stavros Bandis. A considerable amount of information about the structure of the rock mass: the jointing, faulting, strength and stiffness is required to justify the use of this discontinuum modelling. This code was not therefore used in design studies by the CVA consortium, due to the limits imposed by investigation via small-diameter drillcore, and due to the lack of any exposures in these deeply weathered gneisses. Post-collapse, and with successive excavation through the jointed debris, this modelling became more viable, though of course the geometries (Figure 19) are still very idealized.

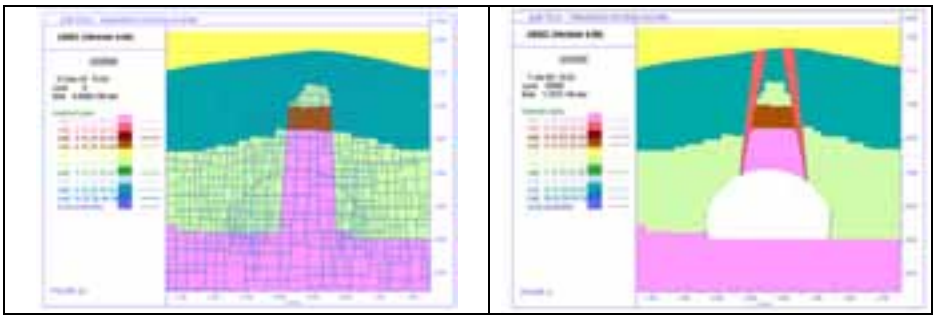


Figure 19. Division of the rock mass into blocks by modelling the jointing and foliation. Note that foliation was parallel to the cavern axis. The colours represent different strength and stiffness assumptions. Dark green is completely weathered rock, or saprolite. The model on the left did not cause collapse: the assumed increasingly thick wedge of weathered soil-like material (red colour) seen in the zone-input divisions (right) was required to induce overload and failure of the heavy support.

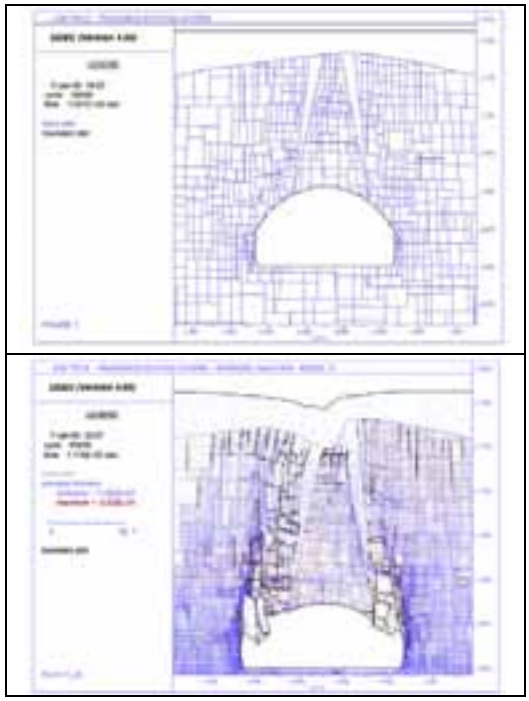


Figure 20 a) The assumed idealization of the jointed rock (and saprolite) structure, showing the second stage of bench excavation. b) Preliminary modelling without rock support, to demonstrate the gross mechanism of failure.

Failure did not start by the time the top-heading was excavated, but stresses were high. When plastically yielded lattice-girder elements (Figure 21) were softened after the first bench was excavated, general failure commenced, as seen in Figure 22b. In practice this was very rapid, creating an air blast, perhaps even sucking victims from the surface to a greater depth than if they had fallen under gravity, together with the surrounding soil debris.

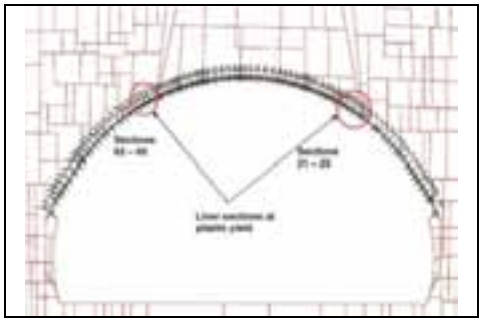


Figure 21. The typical locations in the arch support where over-loading (and plastic yield of the S(fr) reinforced lattice girders) were consistently modelled. Failure beneath the ‘elephant-footings’ was also modeled in approximate terms in these UDEC studies, once a failure stress was reached in numerically ‘glued’ elements.

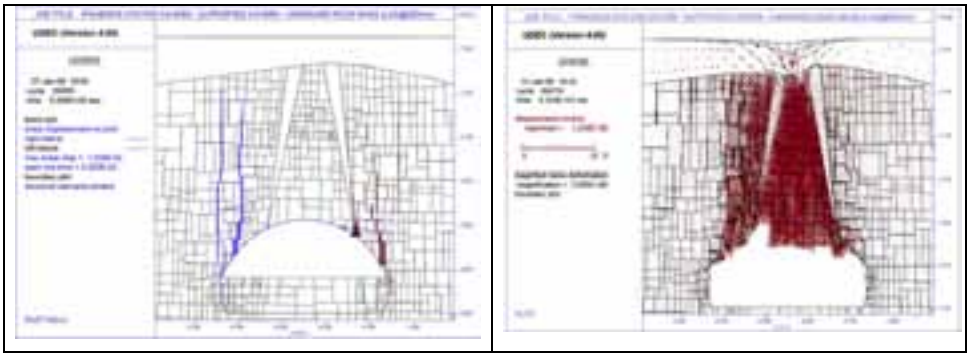


Figure 22 a) Model of the top heading showing shearing displacements. b) Excavation of the first bench, followed by softening of over-stressed elements, resulted in general failure causing surface subsidence. In practice, the final gravitational collapse of the undiscovered ridge of rock with its adversely oriented sides was extremely rapid, causing an air-blast down in the adjacent running tunnels, and possible suction beneath the (Rua Capri) road surface.

10. CONTRIBUTORY ADVERSE FEATURES CLOSE TO RUA CAPRI

A multiple collapse of this magnitude, occurring with a speed sufficient to cause an air-blast that blew over a distant fleeing tunnel worker, obviously required other adverse features for it to occur at this location. There were by chance three additional adverse features exactly beneath Rua Capri. Taken alone these additional factors would not have been a threat to stability, but *in unexpected combination* they caused one of the largest urban civil engineering tunnelling accidents on record. The triggering mechanism for this loading to be released proved to be totally unexpected.

Geological faults or major discontinuities crossing tunnels or caverns occur so frequently that the tunnelling industry developed standard support measures long ago. In the case of Pinheiros, a smooth major discontinuity (Figures 4, 5 and 23) crossed the cavern at a steep and nearly perpendicular angle. This is most favourable in normal circumstances. The particular discontinuity was not a geological feature that had been noticed until after the collapse, where it formed the upper meters of the rear failure surface beneath the Rua Capri pavement. It was not in fact a fault, as suspected at first.

Figure 23. Part of the rear discontinuity. Note the 700 mm storm drain, which was leaking water and hanging loose immediately following the collapse. Deformation down-dip, along this discontinuity, may already have fractured this pipe as the cavern face approached or passed this location at depth.

At cavern level 20 m below, this feature presumably did not distinguish itself from the smooth, planar rock joint (fracture) set that consistently crossed the cavern at the same steeply-dipping angle. The standard heavy support was continued to the eastern end of the cavern. In this end of the cavern, beyond the rear discontinuity, no collapse occurred, leaving some 7 to 8 lattice girders undamaged.

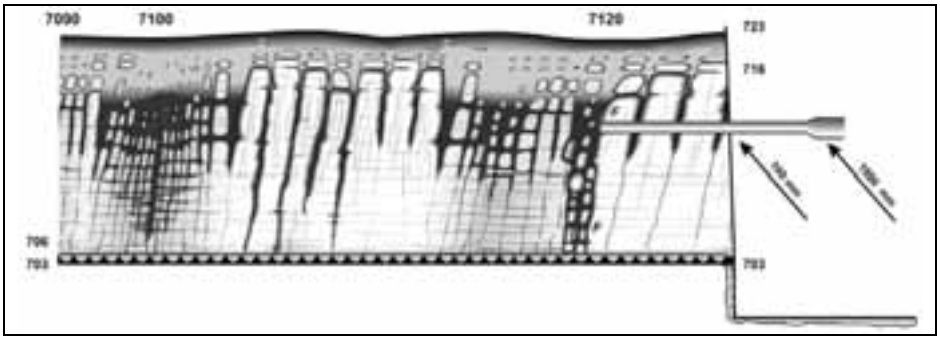


Figure 24. The fractured pipe, with the change of cross-section that possibly raised the water pressure in the most adverse location. The location of Rua Capri corresponds to the 7120 chainage in this conceptual sketch of most of the ridge-of-rock. The low point sampled by borehole 8704 is at chainage 7100.

The unpredictable event that *triggered* the massive instantaneous failure along the multiple adverse rock structures lying undetected above the cavern is believed to be the cracking of a 30 years-old 700 mm diameter storm water pipe that crossed the same discontinuity exactly beneath Rua Capri. Compounding the situation was the fact that this new artificial water supply was located immediately following a change of cross section of the pipe, from 1000 mm to 700 mm. This represents a 50% reduction in flow area, which probably caused an elevated water pressure and unwanted water supply in just the wrong location, when rainfall and resulting storm-water levels were high. Figures 24 and 25 show the situation in a diagrammatic longitudinal vertical section, and as a 3D drawing.

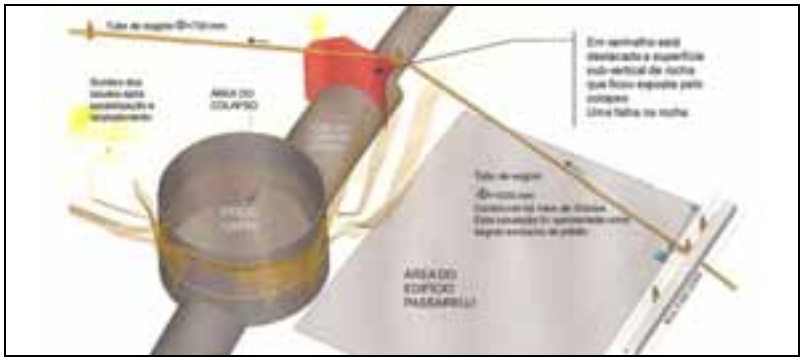


Figure 25. The storm drain that fate determined should cross the geological discontinuity surface (red) at the rear margin of the collapse, with reduction of this tube to half its cross-section.

Naturally there had never before been a cavern under this discontinuity marking the eastern boundary of the collapse. It is surmised that there may have been some down-dip sliding deformation as a result of the approaching and passing cavern. This can never be prevented, and is likely to be of only millimetre-scale magnitude. However, it may have allowed the water to flow more easily, due to dilation, transmitting water under pressure further into the unknown, adverse rock structures.

Rainfall was unusually heavy in mid-December, in the weeks preceding the collapse, but not in the last week just before the collapse. It is surmised that the strain softening of clay surrounding the differentially weathered ridge-of-rock, and the assumed adverse pore pressure effects, may have initiated some weeks before the collapse occurred.

The artificial water supply, seen flowing from the broken pipe (Figure 25) in a video film taken immediately after the collapse, would have helped to soften clay along the boundary discontinuity or geological fault, and also have had the potential to soften and lubricate the weathered boundaries of local parts of the adverse wedge-shaped ridge of rock running undetected above much of the cavern arch. Effective stress changes may also have been possible, because the 50% reduction in cross-sectional area of the pipe, when reducing from 1000 mm diameter to 700 mm diameter, may have caused a local pressure rise, by chance close to the rear discontinuity plane that defined the ‘back-surface’ of the collapse.

The final block release surface at the other end of the largest rock ridge may have been the deeply weathered boundary between the two ‘halves’ of the ridge, in the approximate location of borehole 8704, at an original chainage of 7,100 m. Alternatively there could have been ‘down-stepping’ across the smooth steeply dipping cross-joints (JRC = 2 to 4), that crossed the cavern in numerous locations. The second smaller rock ridge (Figure 5) effectively had the shaft wall as its western release surface.

A final unexpected factor that may have compounded the scale of collapse at Pinheiros, was the distant 75° to 80° dipping rear discontinuity (Figures 4, 5 and 23) under the eastern pavement of Rua Capri. Although nearly 40m from the shaft, the down-dip component of sliding during the 10 m ‘vertical’ collapse, may have pushed *both* the falling ridges of rock some meters towards the side of the shaft, thereby further guaranteeing the shaft’s partial failure, as circumferential and radial loading of the temporary ring is totally disturbed.

11. DISCUSSION

It is natural to question whether deformation trends had indicated imminent failure of the cavern. There were in fact a considerable number of both surface and embedded deformation instruments, and internal monitoring targets in the form of ‘triangles’. The dilation of the ground in three (tassometer) sections above the cavern is illustrated in Figure 26. The steep early gradient is when excavating the top heading. The top heading can be glimpsed at the shaft wall in Figure 1a.

There followed about two months of stabilized performance, followed by a gentle two months trend of increased deformation when excavating the first bench. The sudden increase in

deformation is seen in the last three to four recordings, and a slight trend for deceleration, as seen on earlier occasions in early and late September, can be noted. After the (dramatic) event, it is easy to be wise, but increased levels of e.g. wall reinforcement bolting, as attempted in the last days before the collapse, were actually powerless to prevent the collapse.

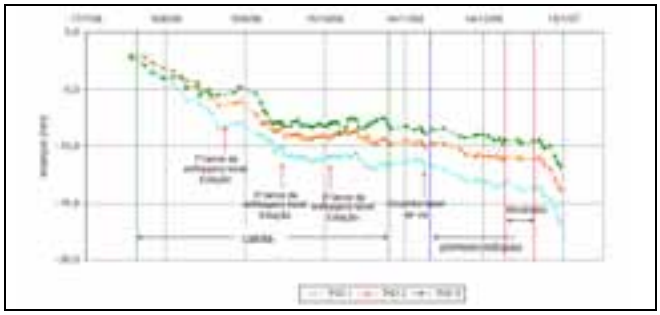


Figure 26. Deformation trends in the 6 months prior to the unexpected collapse.

It is also natural to query whether useful results could have been obtained from seismic refraction. Some comments are made on this subject in the last page of this paper, where the cavern's proximity to seven lanes of traffic and two railway lines are shown. Noise problems seem to have defeated the acquisition of good quality seismic refraction on many occasions in São Paulo, with the added local difficulty of deep differential weathering.

Seismic cross-hole measurements, which avoid the problem of noise, were performed by the investigating institute IPT ten years before construction, some 100 m from the cavern that collapsed. The additional drilling performed by consortium CVA after contract award (e.g. Figure 2), actually 'confirmed' the seismically-determined depths to hard rock, of about 16 to 18 m in this area. The exceptionally steep velocity-depth gradients of about 200 s^{-1} are illustrated in Figure 27. Note the good correspondence with post-collapse Q-value statistics of the five nearest boreholes, and the velocity-quality equation $V_P \approx 3.5 + \log_{10}Q$. *Barton, (2002b)*

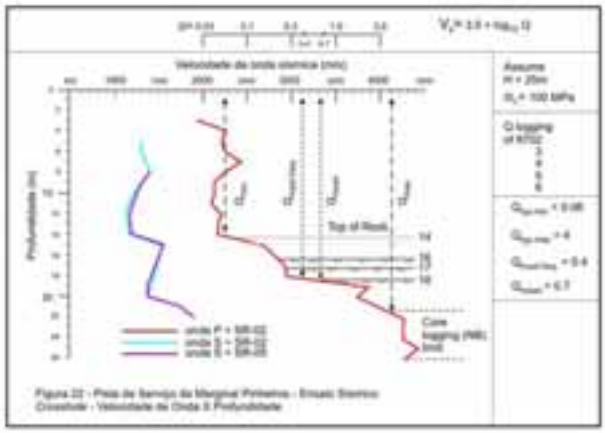


Figure 27. Depth-velocity measurements obtained by cross-hole transmission of P- and S-waves, showing Q-V_P matching ,based on post-collapse Q-histogram logging of the five nearest holes.

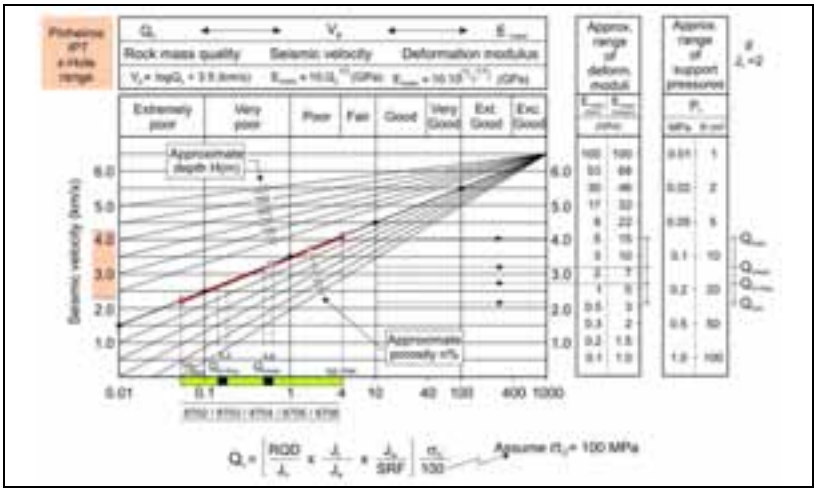


Figure 28. Correspondence of post-collapse Q-logging of five nearest holes (8702 to 8706) with the cross-hole velocity measurements of IPT, performed in 1997. *Barton (2002a, 2002b)*

The comparison of velocities and Q-values is extended in Figure 28, to include the possible effect of depth, and relation to deformation modulus and approximate support pressure needs. Post-collapse Q-histogram logging of the five nearest boreholes (cores), for comparison with earlier site characterization (by IPT in 1997), and for comparison with CVA's geologist RMR logging in the advancing cavern face is shown in Figure 29.

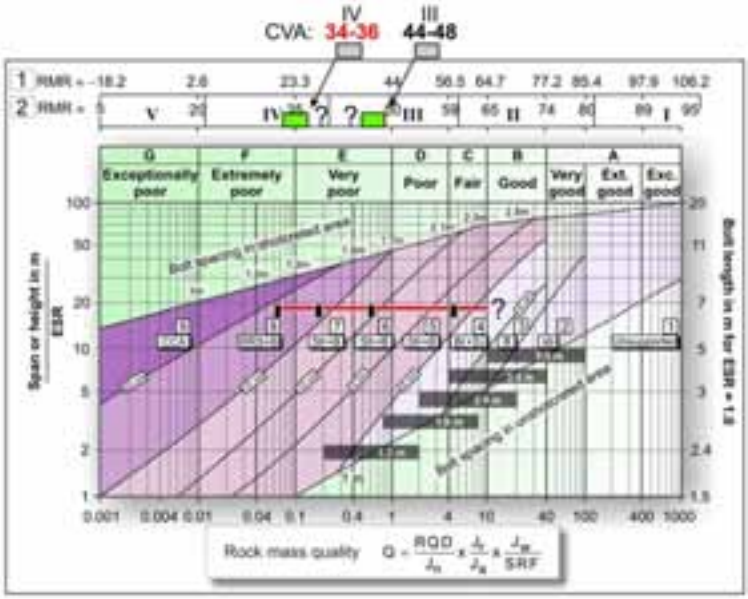


Figure 29. Comparison of CVA-geologist's cavern-face logging (Figure 6) using RMR of *Bieniawski (1989)*, with Q-values obtained using two possible models, from *Barton (2002a).*

Even with the 'least favourable' version of RMR-to-Q conversion (RMR ≈15 $\log_{10}$ Q + 50) conservative support with B + S(fr) + RRS (as in Figure 30) would not have prevented collapse, as loading levels were far outside Q-system case records.

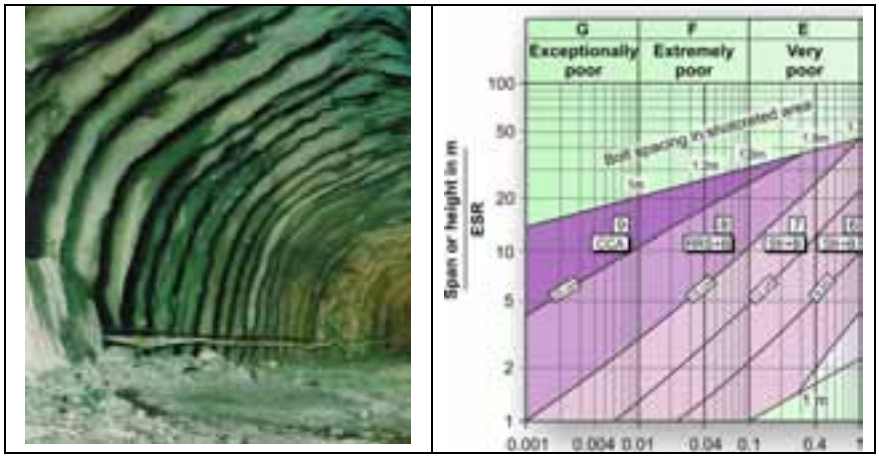


Figure 30. Even Q-system permanent support measures B+S(fr)+RRS for the lowest qualities mapped (approx. Q = 0.06) in the 19 m span cavern are very likely to also have failed under the exceptional 15-20,000 tons ridge-of-rock loading, that prevented normal arching action with tangential stress build-up.

12. CONCLUSIONS

1. The 2007 accident at Pinheiros demonstrated to engineers and planners the high risks involved with shallow sub-urban tunnelling. Elimination of risk, though desired, is probably impossible in the case of (too) shallow metro construction. The planned shallow constructions were of course warned against by several consultants prior to construction.

2. The high cost and physical impossibility of performing necessary but quite unreasonable levels of sub-urban site investigation should actually prevent the execution of shallow metro projects. There would need to be socially and commercially unacceptable degrees of disturbance beneath too many roads and buildings, when planned construction is actually too shallow.

3. Deeper construction from the underground, as practiced of necessity in many cities lacking suitable geology, is a logical and recommended solution, and also involves acceptance of longer escalators by owner/operator personell. Rock conditions for tunnelling are fundamentally more favourable at depth, whereas the 'near-surface' is more unpredictable due to deep weathering, especially in tropical climates.

ACKNOWLEDGEMENTS

Permission to publish this paper is given by São Paulo Line 4 Consortium CVA, to whom the writer acted as an independent consultant following the collapse. Drs. Bandis and Shen are thanked for their key numerical modeling contributors to the NB&A study.

Figure 31. a) Aerial view prior to construction. Note that there are seven lanes of traffic and twin rail lines, making use of seismic refraction to supplement the extensive drilling very unreliable. At a limited number of quieter locations in the city this was attempted, but velocities could not be estimated, nor were given by the IPT institute investigating the route 10 years before, on behalf of São Paulo Metrô. b) View of cavern floor after 15 months of excavation through the fallen soil, sand, saprolite and rock, with all collapsed shotcrete and lattice girder support removed.

13. REFERENCES

1. Barton, N. (2002a). Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 39/2:185-216.

2. Barton, N. (2002b). New applications of Q and the Q-parameters in engineering geology and rock mechanics. Fjellsprengningsteknikk/Bermekanikk/Geoteknikk 2002, 40.1-40.15. (in Norwegian).

3. Barton, N. (2008). Key causes of the accident at Pinheiros Station, Line 4, São Paulo, on 12th January 2007. NB&A Consulting Report to CVA.

4. Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications: A complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering. 251 p. J. Wiley.

5. Linton, D.L. (1955). The problem of tors. Geo. Jl. Vol.121, pp.470-487.

Sivilingeniør Arne Engen, Norconsult AS
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

Elementmetoder i samvirkeanalyser av konstruksjoner - brufundament

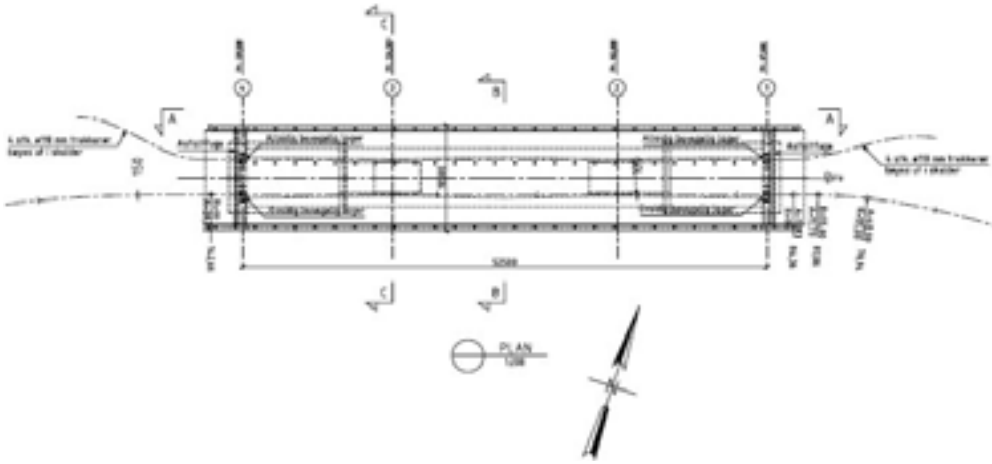
Dr. Krishna P Aryal (PhD), Senior ingeniør, Statens vegvesen, Region vest
Arne Kavli, Rådgivende ingeniør, Geovest-Haugland AS

Sammendrag
Betongkonstruksjoner i jord kan effektivt analyseres med bruk av endelige elementers metode. Metoden gir en tilnærmet løsning av samspillet mellom konstruksjoner og jord. Metoden tar hensyn til endringer i spenninger og tilsvarende tøyninger i jorda. Dette forholdet påvirker deformasjoner i grunnen og krefter og momenter på betongkonstruksjoner. I dette prosjektet er det analysert et brufundament for et bruprosjekt. Kritisk lastkombinasjon framkommet fra statiske lineære analyser av hele brua, er påført en ikke-lineær modell av landkar, fundamentsåle og grunnen under fundamentet. Fundamentsålen er optimalisert ut i fra flere alternativer. Aksiale krefter, skjærkrefter og bøyemomenter på konstruksjonen, og skjærspenning, normalspenning og deformasjoner mot grunnen er rapportert som endelig produkt av samvirkeanalysene.

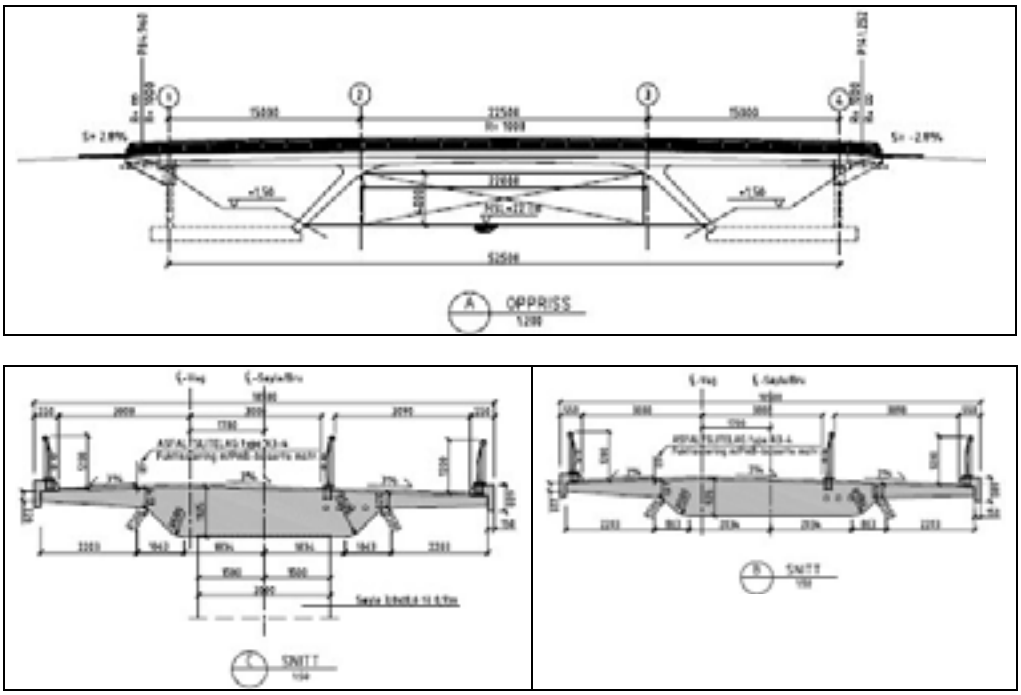
1. Innledning

Mølbachneset bru ligger på Lygrefjorden på Fv 55 i Eigersund kommune Rogaland, Region vest, Norge. Betongkonstruksjonene er dimensjonert ut ifra samvirkeanalyser med elementmetoden (PLAXIS). Metoden er brukervennlig i geotekniske problemstillinger. Programmet har den fordel at egenskapene til både grunn og konstruksjoner tas med i samme modell.

Bruseksjonen i vegvesen har prosjektert en trespenns bru med 52,5m total lengde. Laster fra brua er overført til grunnen gjennom to skråsøyler mellom to landkar. Figur 1 viser prosjektert brukonstruksjon og **Figur 2** viser lengde- og tverrsnitt av brua.



Figur 1 Plan av Mølbachneset bru (Sv Region vest v/Helle, 2008)



Figur 2 Lengde- og tverrsnitt av Mølbachneset bru (Sv Region vest v/Helle, 2008)

2. Materialegenskaper

Geotekniske undersøkelser ble foretatt med hydraulisk grunnboringsrigg GTB150, og det ble utført 4 fjellkontrollboringer og 11 totalsonderinger i det området hvor veg og brufundament er prosjektert. I tillegg ble en 30mm prøveserie analysert ved geoteknisk laboratorium (Sv, 2007).

Grunnforholdene ved brufundamentene består de øverste 1,5-2,0m av blandede masser med en del stor stein. Under her er det sand med varierende sonderingsmotstand ned til 4m. Videre ned er det registrert friksjonsmasser av grus og sand. I det området hvor landkar og søylefundament er prosjektert, er berg påtruffet i dybde mer enn 20m.

Planen er at topplaget masseutskiftes med steinpute, med direktefundamentering på betongsåle. Under steinputa blir stedlig grunn med friksjonsmasser liggende. Ut ifra grunnundersøkelsene er det tolket materialegenskaper som svarer til grusig sandig materiale (Sv/Hb 016, 2006).

<u>Opprinnelige friksjonsmasser</u>
Attraksjon, a = 5 kPa og friksjonsvinkel, $\phi = 36^0$ som gir $\tan\phi = 0{,}73$ og c = 3,65 kPa.

<u>Steinfylling</u>
Attraksjon, a = 5 kPa og friksjonsvinkel, $\phi = 42^0$ som gir $\tan\phi = 0{,}90$ og c = 4,5 kPa

3. Inndata for Plaxis beregninger

Materialegenskaper til, og krefter fra brua er vist i Tabell 1 til Tabell 3. De gitte lastene er hentet fra kritisk lastkombinasjon i den statiske modellen fra Nils Magnar Helle, bru seksjon i Region vest.

Tabell 1 Inndata for betongkonstruksjon (E-modul= 30 10^6 kPa)

Betong element	L (m)	t (m)	A (m^2)	w	ν	I (m^4)	EA	EI	Modell
Fundamentplate	11,5	0,80	0,80	12,4	0,15	426,67 10^{-4}	24,0 10^6	1,28 10^6	Elastic
Landkar (vegg)	4,6	0,45	0,45	7,0	0,15	75,94 10^{-4}	13,5 10^6	0,23 10^6	Elastic

$w = \gamma_b * t - \gamma_j * t/2$ (kN/m/m)

Tabell 2 Inndata for jorda (k_x i m/dag)

Farge	Lagdeling	a (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ψ (°)	γ (kN/m^3)	E (MPa)	ν (-)	$k_x = k_y$	Modell
Gul	Steinfylling	5	42	4,50	12	19	100	0,2	86,4	MC
Grønn	Sandig grus	5	36	3,65	6	19	60	0,3	8,64	MC

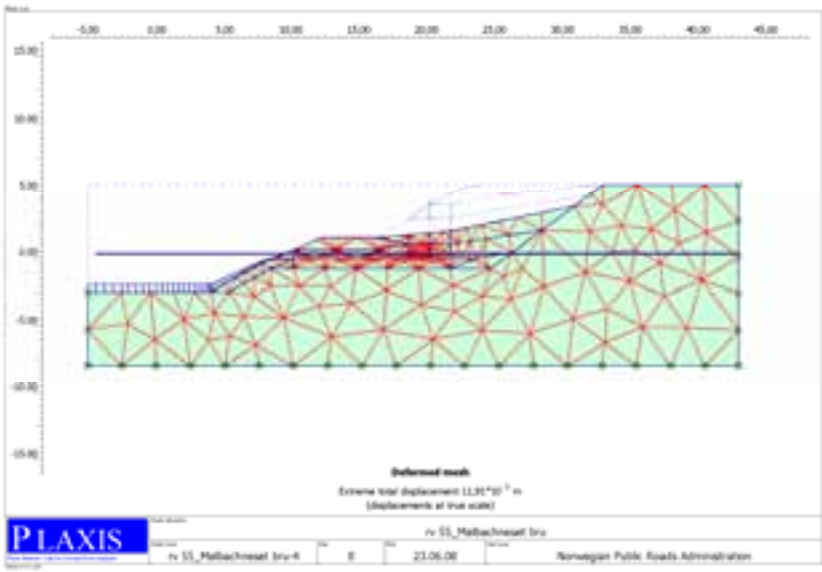
(Den sandig grusen er antatt fast lagret og E er tolket fra fig. 3.9, Sv/Hb 016)

Tabell 3 Inndata for laster fra brua (Bru seksjonen v/Helle)

Plassering	Byggetilstand			Ferdigtilstand		
	Total	fordelt, m	kN/m	Total	fordelt, m	kN/m
Skråkraft (1:1), $A_h = A_v$	4154	7	593	7186	7	1027
Vertikal kraft, B	1464	7	209	1844	7	263

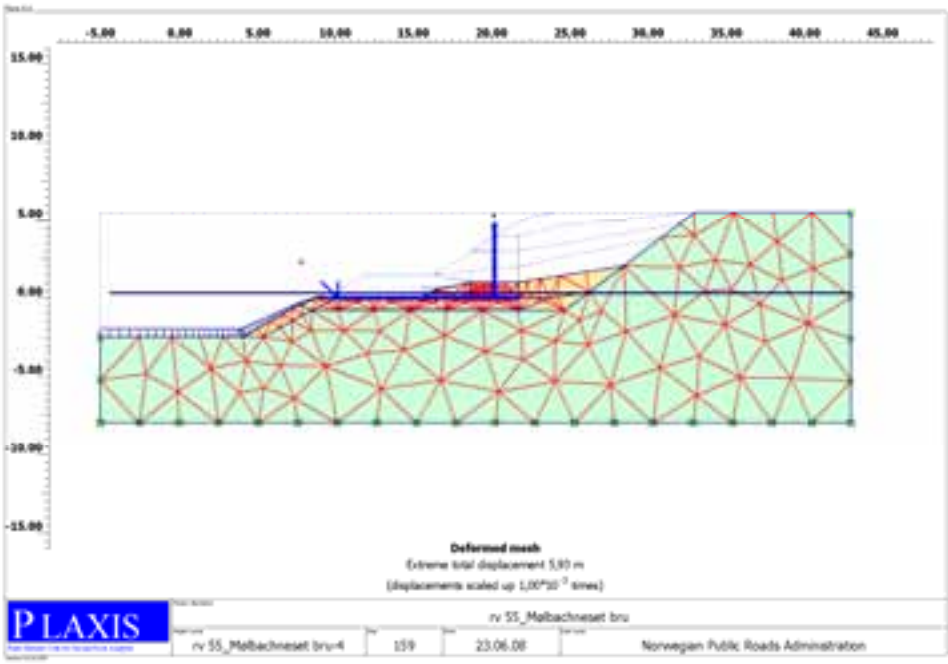
4. Plaxis Modell

Plaxis modell med opprinnelig terreng er vist i Figur 3.



Figur 3 Antatt opprinnelig terreng modellert i Plaxis, blå horisontallinje viser grunnvannivå.

5. Resultater i byggetilstand

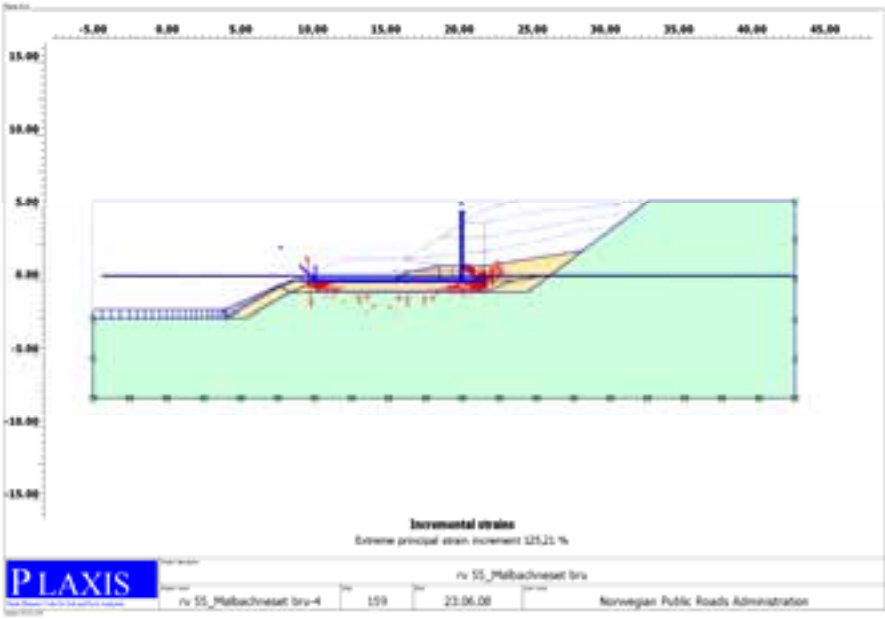


Figur 4 Deformert elementnett i byggetilstand med ca 1m fylling ved vegg (fase 7). Fyllmasse (gul fagre) svarer til -0,8m dybde. Dette er egentlig betongfundamentet.

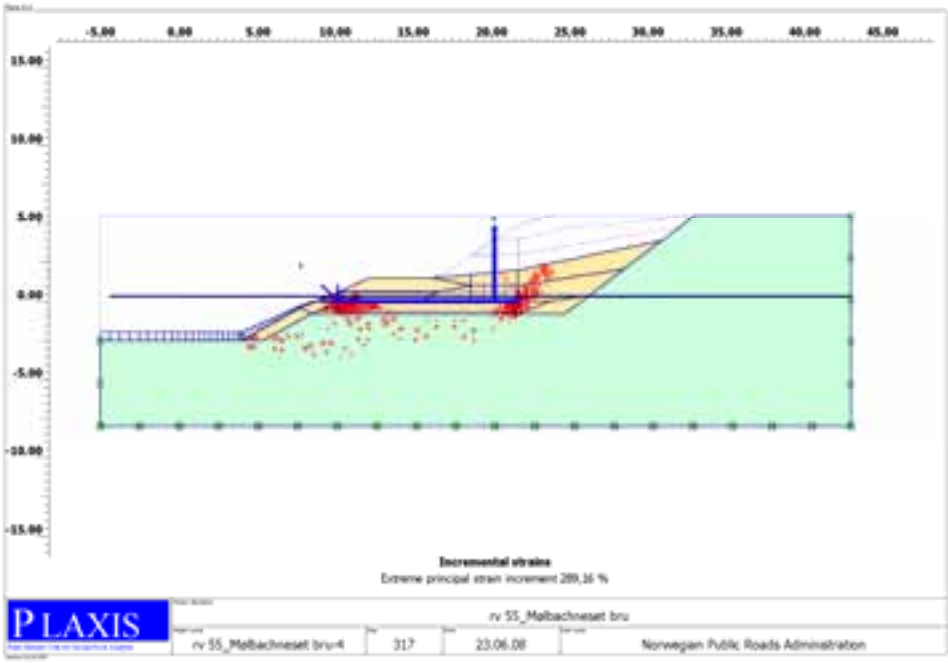
Oppbyggingsfaser og beregninger i rekkefølge er vist i Tabell 4.

Tabell 4 Beregningsfaser brukt i Plaxis

Identifikasjon	Fase nr.	Start fra	Beregninger	Pålastning inndata	Første	Siste
Material vekt	1	0	Plastisk analyse	Total multiplier	1	1
Grunnvann	2	1	Plastisk analyse	Stage construction	2	3
Opprinnelig terreng	3	2	Plastisk analyse	Stage construction	4	8
Gravet ned til -1,0m (2,5m)	4	3	Plastisk analyse	Stage construction	9	10
Fylling + 0,0	5	4	Plastisk analyse	Stage construction	11	13
Betongkonstruksjon	6	5	Plastisk analyse	Stage construction	14	19
Ca 1m fylling ved vegg	7	6	Plastisk analyse	Stage construction	20	26
Last A og B	8	7	Plastisk analyse	Stage construction	27	59
Materialfaktor (γ_m = 1,42)	9	8	fi/c reduksjon	Incremental multiplier	60	159
Ca 1,5m fylling (se Fig. 6)	10	8	Plastisk analyse	Stage construction	160	167
Materialfaktor (γ_m = 1,73)	11	10	fi/c reduksjon	Incremental multiplier	168	317

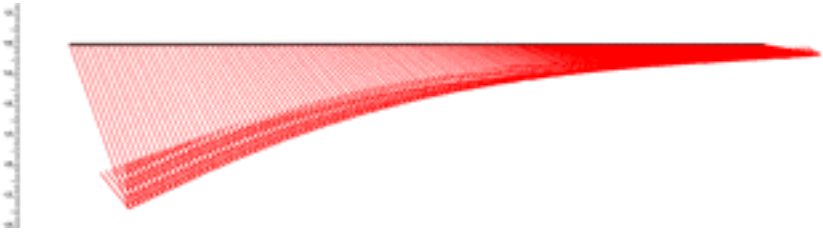


Figur 5 Bruddmekanisme i bruddgrensetilstand (γ_m = 1,42). (E = 30 GPa, A_v= A_h = 593 kN/m og B = 209 kN/m i byggetilstand. Figuren svarer til fase 9.

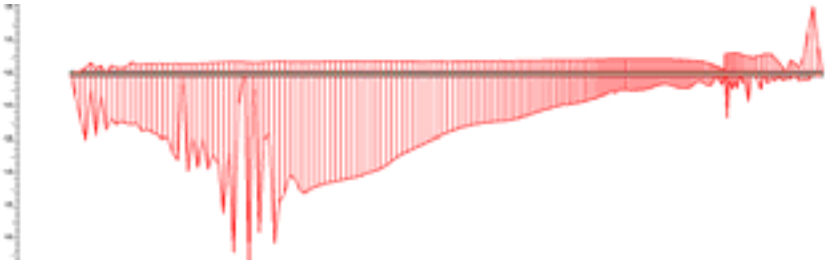


Figur 6 Bruddmekanisme i bruddgrensetilstand (γ_m = 1,73). (E = 30 GPa, A_v= A_h = 593 kN/m og B = 209 kN/m i byggetilstand). Figuren svarer til fase 11.

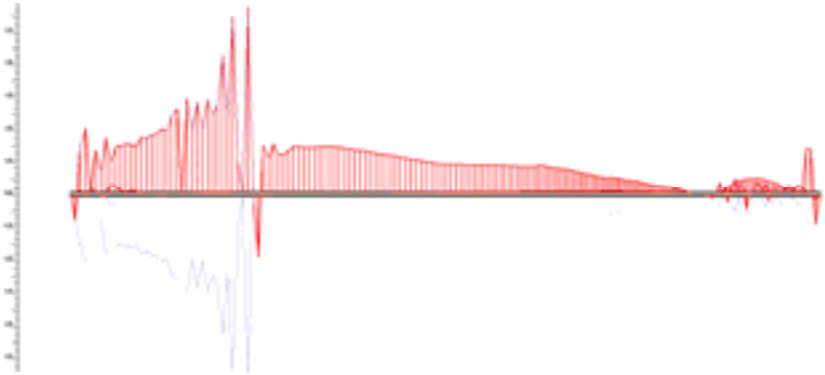
Resultater fra faser 9 og 11 er gitt i de følgende figurene, Figur 7 til Figur 13.



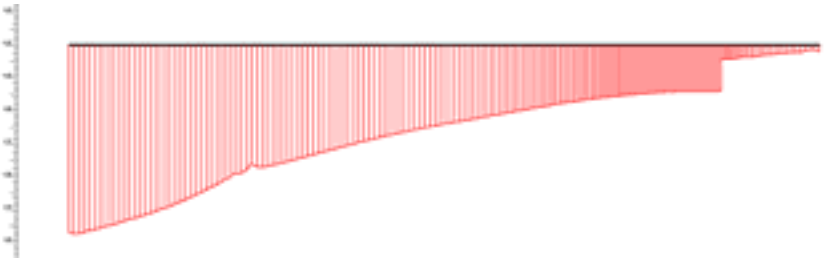
Figur 7 Maksimal total deformasjon, δ_{maks} = 32mm (kumulativ total deformasjon fra fase 4 (avlasting 2,5m) til fase 10, se Tabell 4)



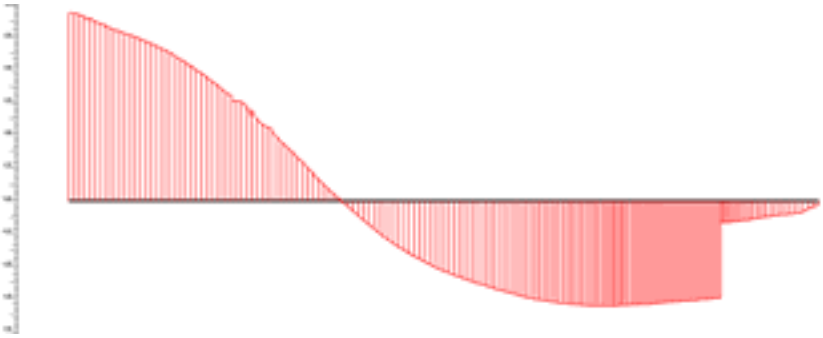
Figur 8 Maksimal effektiv normalspenning under sålen, $\sigma'_{n\text{-}maks}$ = 412 og 399 kPa (fase 9 og 11)



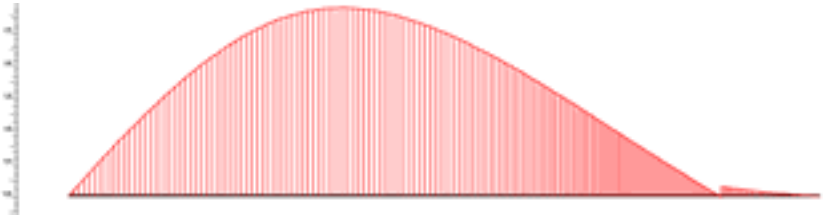
Figur 9 Maksimal skjærspenning under sålen, τ_{maks} = 264 og 210 kPa (fase 9 og 11)



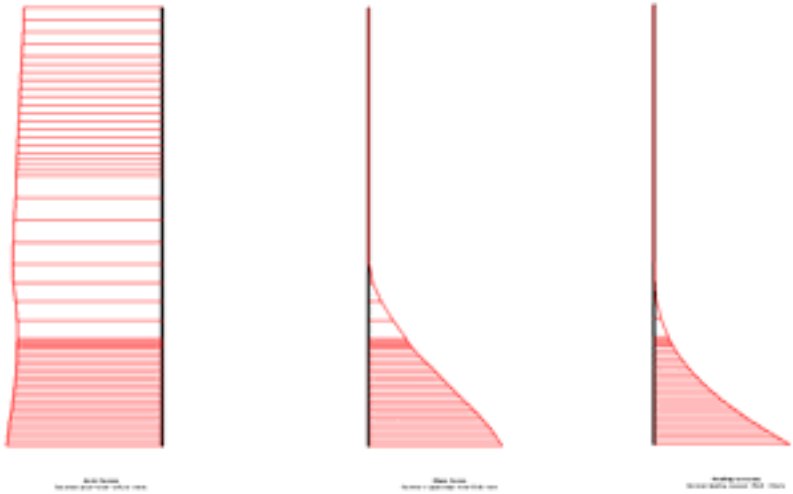
Figur 10 Maksimal aksialkraft (fundament plate), Q_{maks} = -577 og -579 kN/m (faser 9 og 11)



Figur 11 Maksimal skjærkraft, V_{maks} = 580 kN/m (samme fra begge faser 9 og 11)



Figur 12 Maksimalt bøyemoment, M_{maks}= -1100 og -1460 kNm/m (faser 9 og 11)



Figur 13 Q_{maks} = - 235 kN/m, V_{maks} = 98 kN/m, M_{maks}= - 78 kN-m/m
Alle resultatene er fra fase 11.

5. Byggetilstand: Sammendrag av resultater

Analyse ble utført for to fyllingshøyder ved landkar/vegg, og resultater er presentert i Tabell 5 og Tabell 6 for begge tilfeller bruddgrensetilstand (γ_m =1,42 og 1,73). I fase 11 viser beregningene høyere materialfaktor enn i fase 9.

Tabell 5 Fundament (maks. kraft i kN/m, spenning i kPa og deformasjon i mm)

Byggetilstand	Q_{maks}	V_{maks}	M_{maks}	σ_n'-maks	τ_{maks}
Fase 9 (γ_m =1,42)	-577	580	-1100	412	264
Fase 11 (γ_m = 1,73)	-579	580	-1460	399	210
Maks. verdier	-579	580	-1460	412	264

Tabell 6 Landkar (vegg)

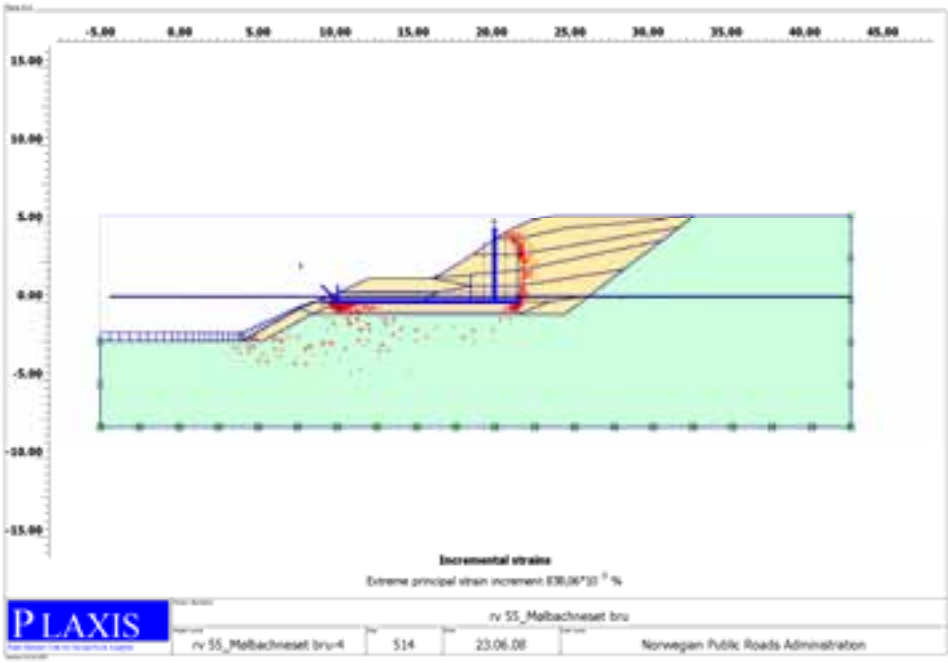
Byggetilstand	Q_{maks}	V_{maks}	M_{maks}	σ_n'-maks	τ_{maks}
Fase 9 (γ_m =1,42)	-241	35	-17	52	36
Fase 11 (γ_m = 1,73)	-235	98	-78	81	26
Maks. verdier	-241	98	-78	81	36

6. Ferdigtilstand: E=30 GPa

Plaxisresultater ble vurdert for bruksgrensetilstand (γ_m = 1,0) og bruddgrensetilstand (γ_m >1,0). Oppbyggingsfaser og beregningsfaser i rekkefølge er vist i Tabell 7. De siste to fasene henviser til 50 % mykere betong (opprissing/kryp).

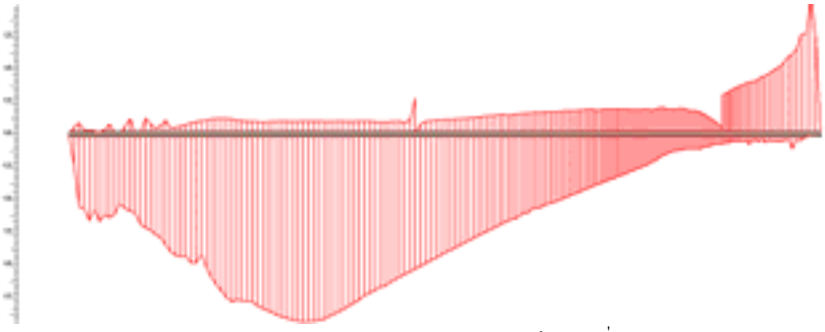
Tabell 7 Beregningsfaser brukt i Plaxis

Identifikasjon	Fase nr.	Start fra	Beregninger	Pålastning inndata	Første	Siste
Ca 1m fylling ved vegg	7	6	Plastisk analyse	Stage construction	20	26
Byggetilst. laster A og B	8	7	Plastisk analyse	Stage construction	27	59
Materialfaktor (γ_m = 1,42)	9	8	fi/c reduksjon	Incremental multiplier	60	159
Ca 1,5m fylling (se Fig. 6)	10	8	Plastisk analyse	Stage construction	160	167
Materialfaktor (γ_m = 1,73)	11	10	fi/c reduksjon	Incremental multiplier	168	317
Ferdig fylling (se Fig. 14)	12	7	Plastisk analyse	Stage construction	318	334
Ferdigtilst. laster A og B	13	12	Plastisk analyse	Stage construction	335	414
Materialfaktor (γ_m = 1,55)	14	13	fi/c reduksjon	Incremental multiplier	415	514
Byttet E (15 GPa)	15	13	Plastisk analyse	Stage construction	515	519
Materialfaktor (γ_m = 1,53)	16	15	fi/c reduksjon	Incremental multiplier	520	619

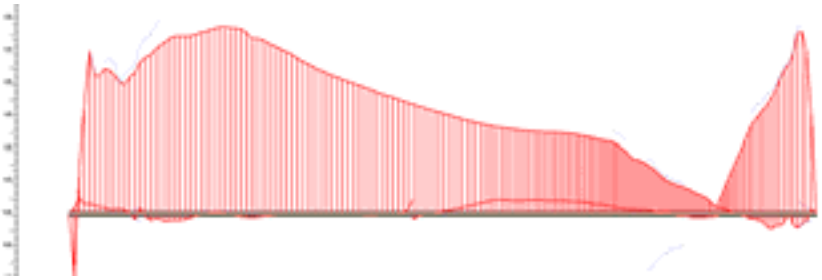


Figur 14 Bruddmekanismen i ferdigtilstand (γ_m = 1,55).

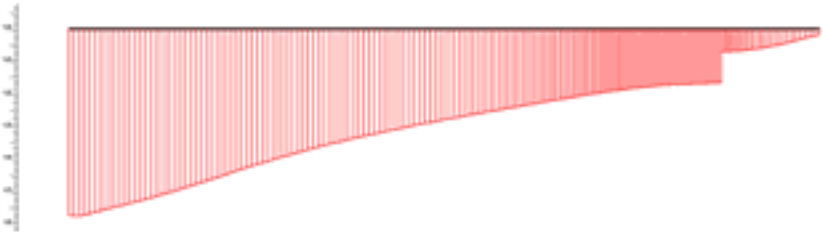
Resultater i denne tilstanden med (A_v = A_h = 1027 kN/m, B = 263 kN/m og E= 30 GPa) er vist i følgende figurer, Figur 15 til Figur 20.



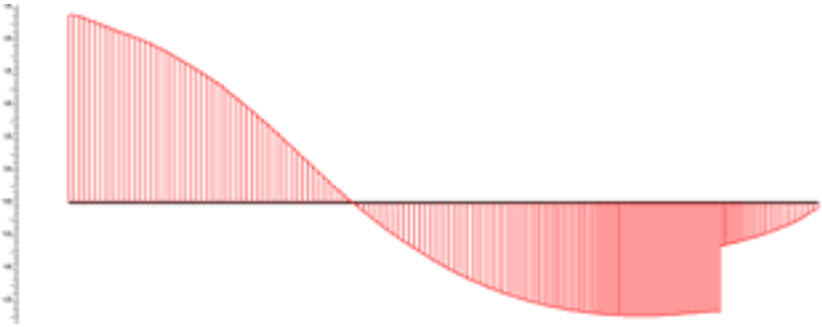
Figur 15 Maksimal effektiv normalspenning under sålen, $\sigma'_{n\text{-}maks}$ = 370 kPa (fase 14).



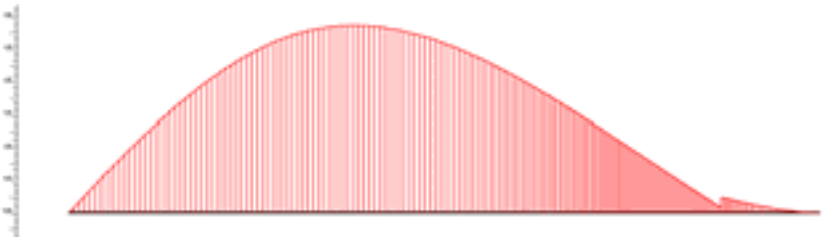
Figur 16 Maksimal skjærspenning under sålen, τ_{maks} = 117 kPa (fase 14)



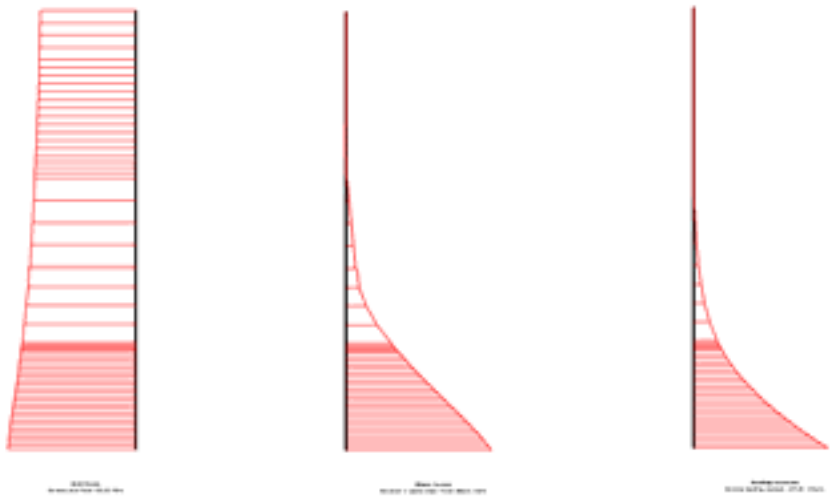
Figur 17 Maksimal aksialkraft i fundamentplaten, Q_{maks} = -1010 kN/m



Figur 18 Maksimal skjærkraft, V_{maks} = 1010 kN/m



Figur 19 Maksimalt bøyemoment, M_{maks}= -2640 kNm/m



Figur 20 Q_{maks} = - 352 kN/m, V_{maks} = 168 kN/m, M_{maks}= -147 kNm/m.

7. Ferdigtilstand: Sammendrag av resultater: E= 30 GPa

Resultater fra bruks- ((γ_m =1,0) og bruddgrensetilstand (γ_m >1,0) er presentert i Tabell 8 og Tabell 9.

Tabell 8 Fundament (maks. kraft i kN/m, spenning i kPa, deformasjon i mm)

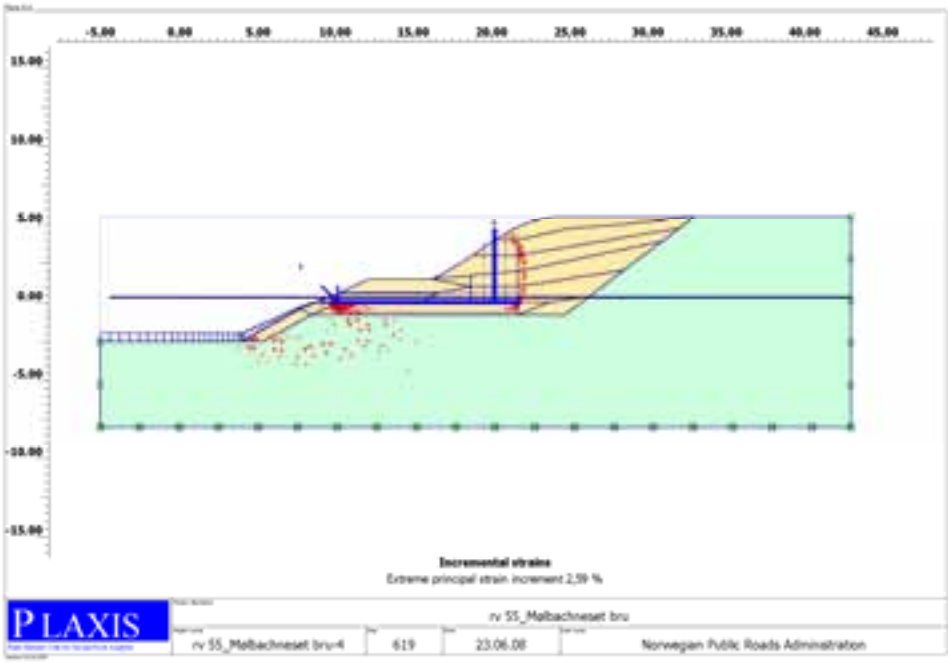
Ferdigtilstand	Q_{maks}	V_{maks}	M_{maks}	δ_{maks}	σ_n'-maks	τ_{maks}
Bruksgrense (fase 13)	-1010	998	-1540	51	585	108
Bruddgr. (γ_m = 1,55)	-1010	1010	-2640	-	370	117
Maks. verdier	-1010	1010	-2640	51	585	117

Tabell 9 Landkar (vegg)

Ferdigtilstand	Q_{maks}	V_{maks}	M_{maks}	δ_{maks}	σ_n'-maks	τ_{maks}
Bruksgrense (fase 13)	-390	176	-199	14	116	57
Bruddgr. (γ_m = 1,55)	-352	168	-147	-	134	47
Maks. verdier	-352	176	-147	14	134	57

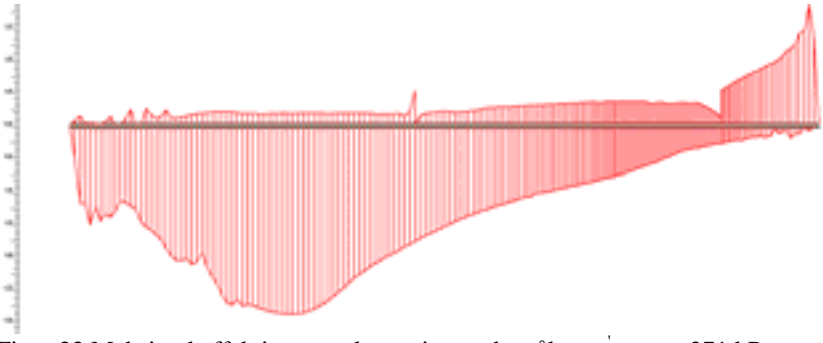
8. Ferdigtilstand: E=15 GPa

Beregningsfaser med 50 % redusert stivhet (mykere betong) er vist i Tabell 7 (se fase 15). Bruddmekanismen etter c-ϕ reduksjonen er vist i Figur 21. Her er fått redusert stivhet på bare en del av lasten. Egentlig bør E byttes ut fra den første fasen der elementene er introdusert.

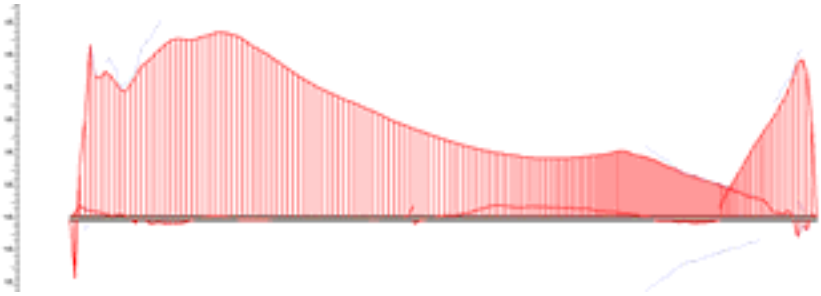


Figur 21 Bruddmekanismen i bruddgrensetilstand (γ_m = 1,53).

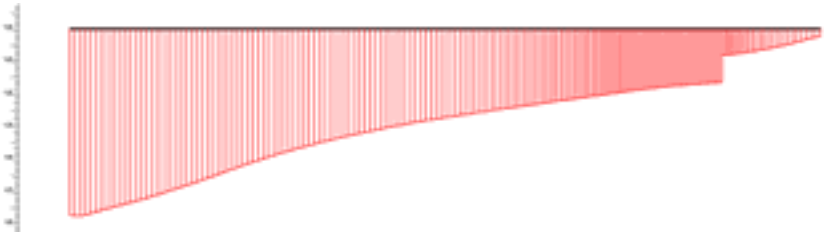
Resultater i denne tilstanden med (A_v = A_h = 1027 kN/m, B = 263 kN/m og E= 15 GPa) er vist i figurene, Figur 22 til Figur 27.



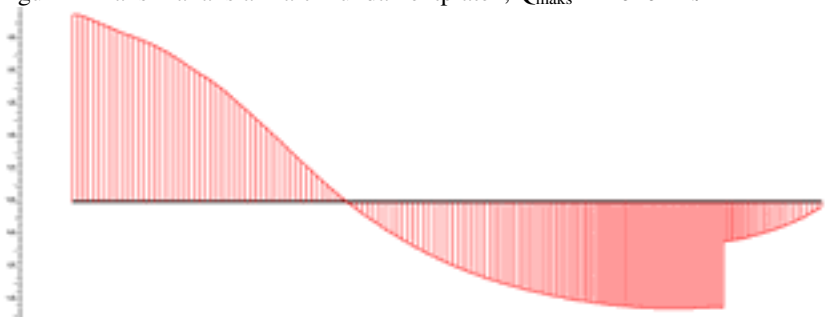
Figur 22 Maksimal effektiv normalspenning under sålen, $\sigma'_{n\text{-}maks}$ = 371 kPa



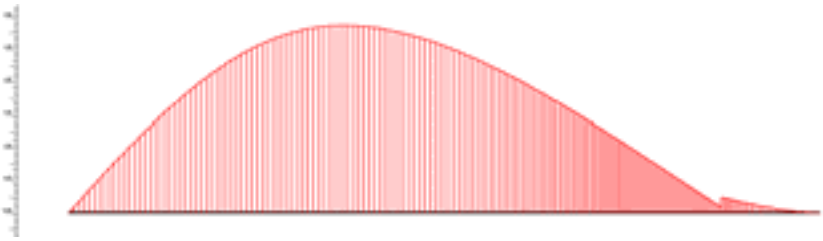
Figur 23 Maksimal skjærspenning under sålen, τ_{maks} = 126 kPa



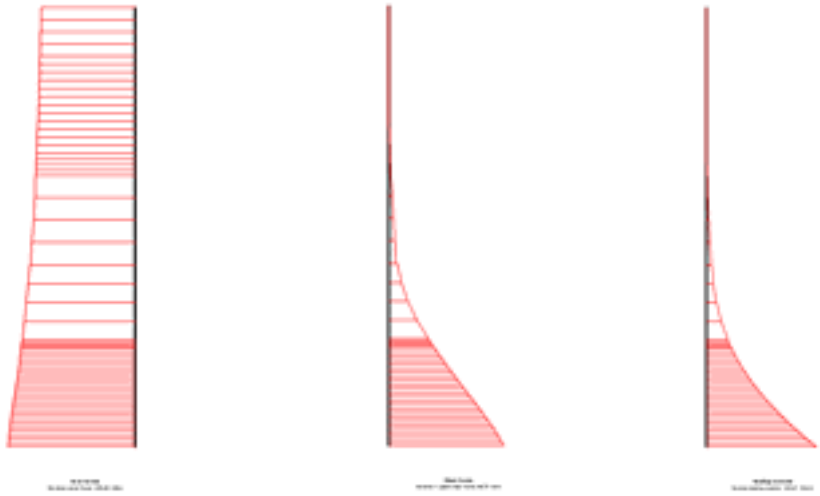
Figur 24 Maksimal aksialkraft i fundamentplaten, Q_{maks} = -1010 kN/m



Figur 25 Maksimal skjærkraft, V_{maks} = 1010 kN/m



Figur 26 Maksimalt bøyemoment, M_{maks}= -2510 kNm/m



Figur 27 Q_{maks} = - 355 kN/m, V_{maks} = 147 kN/m, M_{maks}= -135 kNm/m

9. Ferdigtilstand: Sammendrag av resultater: E= 15 GPa

Resultater for både bruks- ((γ_m =1,0) og bruddgrense tilstand (γ_m >1,0) er presentert i Tabell 10 og Tabell 11.

Tabell 10 Fundament (maks. kraft i kN/m, spenning i kPa, deformasjon i mm)

Ferdigtilstand	Q_{maks}	V_{maks}	M_{maks}	δ_{maks}	σ_n'-maks	τ_{maks}
Bruksgrense	-1010	997	-1540	54	584	108
Bruddgr. (γ_m = 1,53)	-1010	1010	-2510	-	371	126
Maks. verdier	-1010	1010	-2510	54	584	126

Tabell 11 Landkar (vegg)

Ferdigtilstand	Q_{maks}	V_{maks}	M_{maks}	δ_{maks}	σ_n'-maks	τ_{maks}
Bruksgrense	-390	176	-199	16	116	57
Bruddgr. (γ_m = 1,53)	-355	147	-135	-	118	46
Maks. verdier	-390	176	-199	16	118	57

10. Sammendrag og kommentar

Tabell 12 Fundament (maks. kraft i kN/m, spenning i kPa, deformasjon i mm)

Tilstand	Q_{maks}	V_{maks}	M_{maks}	δ_{maks}	σ_n'-maks	τ_{maks}
Byggetilstand (E=30GPa)	-579	580	-1460	-	412	264
Ferdigtilstand (E=30GPa)	-1010	1010	-2640	-	585	117
Ferdigtilstand. (E=15GPa)	-1010	1010	-2510	-	584	126
Dimensjonering	-1010	1010	-2640	-	585	264

Tabell 13 Landkar (vegg)

Tilstand	Q_{maks}	V_{maks}	M_{maks}	δ_{maks}	σ_n'-maks	τ_{maks}
Byggetilstand (E=30GPa)	-241	98	-78	-	81	36
Ferdigtilstand (E=30GPa)	-352	176	-147	-	134	57
Ferdigtilstand (E=15GPa)	-390	176	-199	-	118	57
Dimensjonering	-390	176	-199	-	134	57

Beregningsfaser med 50 % stivhet har kun fått redusert stivhet på en del av lasten. Det kan vare grunnen til at resultater fra de to forskjellige stivhetene (E = 30 GPa og E = 15 GPa) på ferdigtilstand er nesten like. Hadde stivhet redusert fra den første fasen der elementene er introdusert kunne det vist klar effekten av redusert modultall.

11. Referanser

1. Statens vegvesen (2007): Geoteknisk rapport Fv55 Mølbachneset, Vegteknisk seksjon
2. Statens vegvesen (2006): Geoteknikk i vegbygging Hb 016.
3. Plaxis Manual (2002): 2D-verson 8.
4. Statens vegvesen (1996): Prosjekteringsregler for bruer, Hb 185

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2008
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Sivilingeniør Sunnva Hylen
Advanced Production and Loading AS (APL)

UTFORDRINGER I OFFSHORE GEOTEKNIKK

Skriftlig manuskript ikke innlevert.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKAKNIKK/GEOTEKNIKK 2008

On the use of a seabed-coupled shear wave source to determine geodynamic and geotechnical properties

Maarten Vanneste[1], Christian Madshus[1], Per Sparrevik[1], Harald Westerdahl[1,2], John H. Løvholt[1]

[1]NGI, Oslo
[2]Currently at: StatoilHydro, Vækerø, Norway

Introduction

This paper introduces the advantages and challenges related to a novel type of geophysical seabed exploration technique, adopting a seabed-coupled shear wave vibrator source designed and developed by NGI. Despite the complexity of technology and operation, this type of seismic survey provides complementary data to conventional P-wave seismic imaging, and allows for geotechnical assessment of the shallow sub-surface. As P- and S-waves essentially sense different soil properties, integration of P- and S-wave data – the latter most often via wave conversion upon reflection – yields improved imaging, characterization and quantification of the subsurface, in particular lithology, reservoir, pore fluid saturation, excess pore pressure detection and geohazards. Adopting a seabed-coupled shear wave source has further advantages over P-to-S converted waves. The fact that purely horizontally-polarized shear waves are generated implies little mode conversion. Furthermore, polarization and hence anisotropy can be studied more efficiently. Finally, a seabed-coupled seismic or acoustic source is known to emit significant surface wave energy. The dispersive nature of these waves can be used for high-resolution mapping of shear wave velocity, both laterally and vertically; an approach that is not often used in offshore applications but which provides an indirect way of assessing dynamic shear modulus - G_{max}, a key geotechnical parameter in itself, but also a parameter that correlates well with other essential geotechnical parameters like e.g. the undrained shear strength. Despite their potential added value, few commercial or academic shear wave sources exist for offshore exploration. NGI's unique prototype shear wave vibrator, aiming at reservoir levels, has been successfully tested at a few locations, in collaboration with StatoilHydro, showing promising results.

Integrated P- and S-wave data

A geohazard is defined as *a geological state which represents, or has the potential to develop into, a situation resulting in damage or uncontrolled risk*. As the hydrocarbon industry gradually moves towards deeper water targets, geohazards become of prime concern (Solheim et al., 2005). Production and seabed infrastructure require proper assessment of soil conditions to ensure safe installation and operation, as well as proper sub-surface characterization to avoid environmental spills and well collapse. Typical and frequently encountered geohazards include shallow gas accumulations and gas hydrates, and also shallow water flows, as exemplified from numerous wells drilled in the Gulf of

Mexico (Ostermeier et al., 2002). Conventional seismic data, which have proven extremely valuable for the study of sedimentation and erosion processes as well as hydrocarbon reservoirs, geohazards are not always properly resolved or imaged. For example, fractured partially-gas-containing sediments typically blur P-wave seismic data, masking underlying information. Shallow water flows – defined as sandy formations with abnormally high fluid pressure trapped underneath low-permeable strata – may be encountered without seismic evidence, with dire consequences when drilled through. The overburden itself may host potential energy sources and reservoir indicators that may be poorly understood and characterized with P-wave data alone. An additional useful feature is that S-waves, as opposed to P-waves are polarized and can thus be used to resolve anisotropic properties of sediments.

P-waves tell us little about geomechanical and *in situ* conditions. Whereas P-waves sense both sediment matrix and pore fluids, S-waves are primarily influenced by stiffness of the grain skeleton (and thus effective stress) and not affected by the often nearly incompressible pore fluid. Thus, lithology and fluid discrimination is a direct application of the use of shear waves in addition to P-waves (Stewart et al., 2003). A key example is improved imaging through gas-containing sediments (Caldwell, 1999). Other advantages relate to imaging, characterization and quantification (Figure 1, see also (Engelmark, 2001; Stewart et al., 2003)). Low shear wave velocity in shallow sediments and thus short wavelength result in higher resolution compared to P-wave data at these depths. Often, shear waves are inferred from oblique raypaths on conventional multi-channel data based on subtle changes in amplitude behaviour, e.g. amplitude-vs.-offset analysis (Castagna and Backus, 1993). Alternatively, shear waves are generated by mode conversion upon non-normal-incidence reflection from a conventional acoustic source towed near the surface and recorded with three- or four-component seabed-coupled seismometers (Caldwell, 1999). This means that, in essence, the downgoing wavefield contains P-wave energy whereas part of the upcoming wavefield contains S-wave energy, polarized in the vertical plane, and recorded in the horizontally-oriented receiver components. This introduces highly asymmetrical ray-paths and a deviation from the conventional common-mid-point principles, thus more complicated seismic data processing routines. Nevertheless, analysis and modelling of such mode-converted data has proven successful for a number of applications (Thomsen, 1999; Engelmark, 2001; Stewart et al., 2003; Bünz et al., 2005; Carcione et al., 2005; Haacke and Westbrook, 2006; Westbrook et al., 2008).

Imaging	Characterization	Quantification
gas clouds sub-salt sub-basalt low-impedance contrast fault mapping stratigraphy shallow resolution	lithology fluid discrimination reservoir anisotropy and fractures geomechanical soil conditions geohazards	micro-scale distribution velocity-based pore pressure and effective stress estimation gas saturation gas hydrates shallow water flows geotechnical properties

Figure 1: List of applications that would benefit from integrating conventional P-wave seismics with S-wave seismic data, for improved imaging, characterization and quantification.

Advantage of a seabed-coupled shear wave source

Despite the more complex logistical operations, deploying a shear wave source on the seabed has important advantages. First of all, it allows the emission of pure horizontally-polarized shear waves into the seabed, which does not suffer from or depend on mode conversion or changes in angles of incidence. Second, the possibility to rotate the source allows for full scale anisotropy studies, which is important e.g. in shear wave vertical-seismic profiling (VSP), reservoir and fracture network characterization. Third, synthetic studies show that sub-surface illumination, reflectivity and resolution is significantly improved with a seabed-coupled system generating horizontally-polarized shear waves (Vanneste et al., 2007).

Another key advantage lies in the wavefields generated. When a seismic or acoustic source is operated at or near the seabed, part of the energy will be emitted as surface waves (Aki and Richards, 2002). Surface waves typically stand out as high-amplitude reflections on seismograms with different dip compared to reflections and refractions, and are often considered as undesired coherent noise (ground-roll) rather than used (Yilmaz, 2001). Surface waves propagate radially from the source within the upper layers of the seabed, typically a wavelength deep into the sub-surface. Their amplitude decays rapidly with depth but slower with horizontal distance compared to body waves. As shear wave velocity changes rapidly with depth below the seabed, surface waves in a layered medium become dispersive (i.e. their velocity becomes frequency-dependent) (Park et al., 1999). It is this characteristic nature of surface waves that allows for high-resolution mapping (through inversion) of shear wave velocity – hence shear modulus – of the uppermost tens of meters of typical soft seabed soil. This depth interval is crucial for seabed infrastructure, installation and operations. As such, seabed-coupled shear wave source data provides a complementary asset to state-of-the-art geotechnical site investigations. Depending on the source operation and receiver component orientation, different surface wave types can be detected, e.g. Scholte-type waves and Love waves, each with their particular particle motion and velocities. In addition, layered media give rise to multiple surface modes being generated, which further assist in higher-resolution sub-surface geotechnical models. Such higher modes are challenging to include in necessary inversion schemes (Socco and Strobbia, 2004). Vertical resolution can be as high as 1 m or better in shallow sediments.

Another unique aspect of the seabed-coupled shear wave source lies in dynamics. Operating the source by applying specific source signatures, and hence forces on the seabed, is comparable to cyclic foundation model testing at low to moderate capacity mobilization. The measured dynamic force and response of the soil provide cyclic soil parameters, from linear to non-linear domain.

It is important to stress that the shallow sub-surface is a difficult area to obtain high-quality and reliable shear wave information from other methods. For example, in situ logging techniques typically suffer from poor coupling between the sensors and soil due to the high water content and low effective stress ranges encountered. This non-invasive technique thus allows acquisition of high-resolution data that are difficult to acquire with other techniques.

NGI's prototype seabed shear wave source

Despite the potential added value to be obtained through shear wave profiling, few operational shear wave sources exist for offshore survey work, due to a number of challenges and complications in terms of operation, deployment/retrieval, and supply of hydraulics and power. In addition, critical aspects for data quality are optimal broadband source signature design which allows for (1) sufficient sub-surface penetration of energy, (2) with high repeatability, and (3) without degrading the soil around the source and eventually lead to lost seabed coupling.

Shear wave source technology is an active Research and Development activity at NGI. Over the course of the last few years, NGI has, with support from StatoilHydro, successfully designed and manufactured a large prototype shear wave vibrator for offshore testing and exploration targets (figure 2, 3) (Westerdahl et al., 2004). NGI's shear-wave generation expertise is patented. A dynamic, servo-hydraulic force unit drives a horizontally moving reaction mass with low vertical face, which generated shear waves as sweeps, pulses or random signature. Frequencies range from a few Hz up to about 60 Hz, as the source was aimed at reservoir targets. The source has direction control so the waves can be polarized in any azimuthally direction. Seabed coupling in soft sediments is guaranteed through self-weight penetration followed by suction, pumping the water out of the circular steel skirt foundation. The latter can be designed for different soil conditions. De-coupling of the system is done by pumping water back into the foundation skirt compartment. The prototype weights 17 tons, implying that one has to rely on industrial surveying vessels to deploy and retrieve the shear wave source. The source itself can generate a variety of signals, of which a linear sweep is considered most appropriate, as it is less demanding for the soil's condition. Examples are shown in Figure 3. The horizontal dynamic force capacity of the source exceeds 200kN.

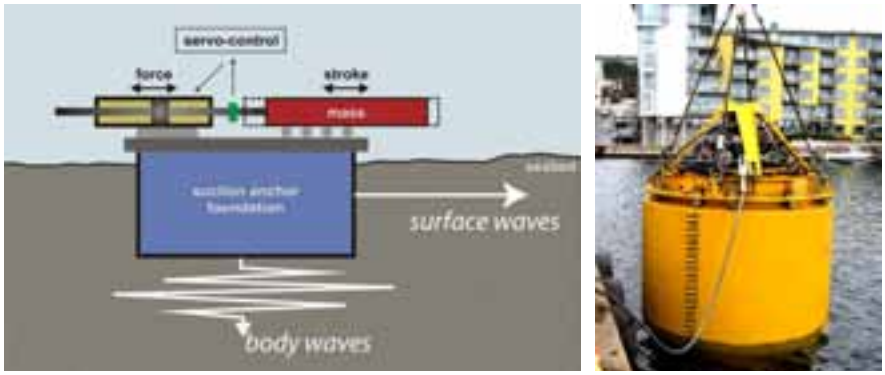


Figure 2: (Left) Sketch of NGI's prototype seabed-coupled shear wave generator generating both body waves (primarily emitted verticaly) and surface waves (primarily emitted radially). (Right) Wet testing of the NGI's prototype shear wave source.

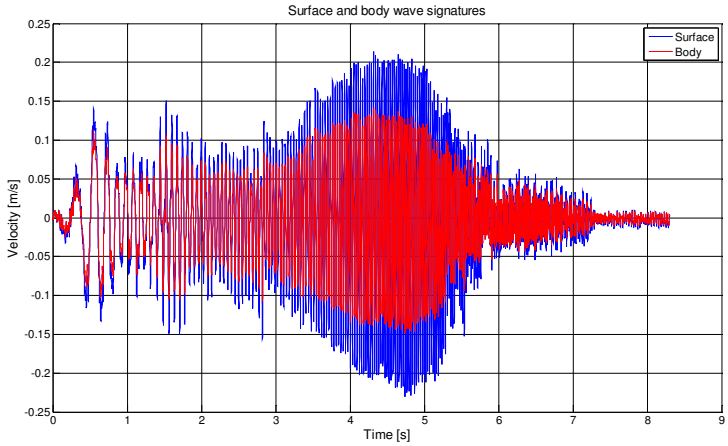


Figure 3: Sweep signatures derived from the monitoring instruments installed in NGI's shear wave source. The red sweep represents the signal corresponding to body waves, whereas the blue signal which has higher amplitude represents the surface wave signature.

Applications

NGI's prototype has been successfully applied at a number of (undisclosed) locations offshore Norway, for both field testing as well as vertical seismic profiling and the acquisition of a unique near-2D seismic shear wave profile. Recorded data fall under confidentiality agreements and can therefore not be shown in this paper.

Dynamic finite-element modelling of the source in interaction with the seabed indicates that a complex wavefield is generated, including body waves (mainly S-waves with a small P-wave component) as well as surface waves (Love and Scholte waves). The unique design thus allows two classes of wavetypes to be generated and recorded simultaneously. An important issue is thus to be able to reproduce all recorded wavefields using a robust and reliable forward modelling tool that allows for overlying water layers and specific field survey lay-outs, but also capturing the broadband frequency range of the source signature. LaySac5, NGI's in-house full wavefield software (Kaynia, 1996), was extended to match with offshore acquisition parameters (number of sub-surface layers, water layers, and receivers), and thoroughly tested, with success. Examples of synthetic data on an arbitrary layered shallow soil model used in a LaySac5 test are shown in Figure 4. We are currently looking into other packages which could include anisotropy, a feature LaySac5 has not built-in.

As shear wave profiling is a fairly novel technique in offshore settings, data processing and interpretation require special attention as well as careful survey planning. As shear wave velocity in shallow sediments can be small (even less than 50 m/s), close receiver spacing is a necessity to avoid spatial aliasing in soft sediments. In terms of data analysis, several routines were developed to analyse the dominant surface waves, of which a global 2D wavefield transformation from time-offset into frequency-wavenumber domain gave best results. Field data revealed the occurrence of multiple higher-order

surface wave modes, which is rather unique in offshore settings (Figure 5). For shallow applications, the slow surface waves mask significant reflected events, and should be carefully processed, by adopting adequate wavefield filters.

In depth knowledge of soil conditions is paramount to design the optimal source signature that penetrates sufficiently to illuminate the pre-defined target level (for shear wave reflections) while at the same time the force imposed on the seabed must not results in failure or soil degradation. The large geotechnical dataset available at NGI is key in this analysis.

An added value for NGI's shear wave technology is that it is equipped with multiple accelerometers and instruments to monitor, control and optimize the source's functioning. This also provides the possibility to run the source as a staged dynamic loading test of the soil at its location. This is done by investigating different source signatures in specially designed test sequences. Such tests may give valuable information on geotechnical cyclic and non-linear seabed soil behaviour. The dimensions and specifications of the source were decided after careful geotechnical and geophysical analysis, computations and simulations based on expected impedance, cyclic load capacity, radiation power, attenuation and noise.

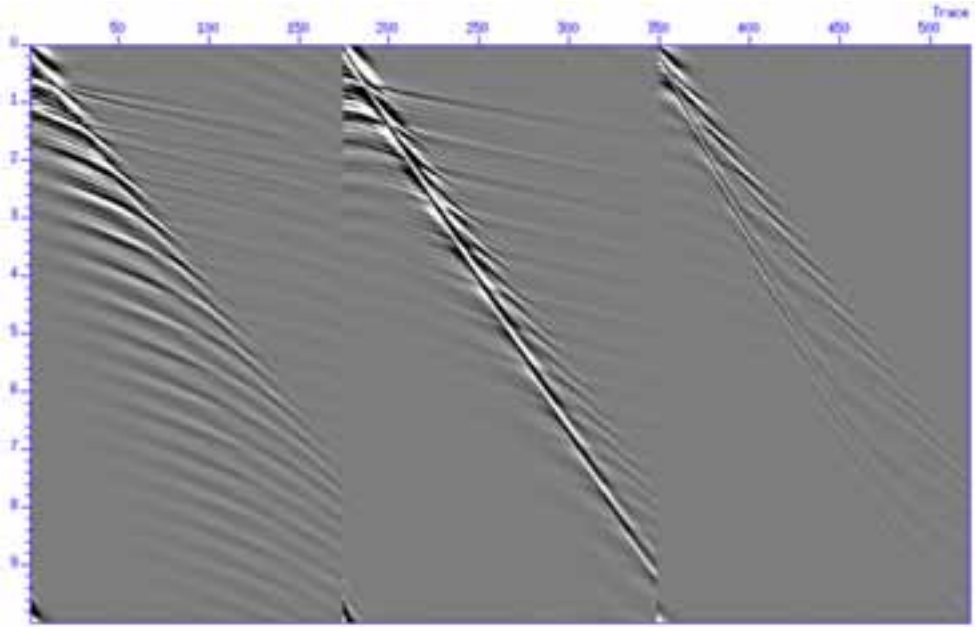


Fig. 4: Full waveform synthetic modelling of NGI's prototype shear wave source for in-line, cross-line, and vertical seismometer components for an arbitrary shallow layered soil model (10 horizontal layers). Vertical axis is recording time in seconds. Receiver spacing was 2.5 m in the simulation. The high-amplitude steeply-dipping (thus slow velocity) events are surface waves, more specifically Scholte waves on first and third panel and Love waves on second panel. Gently dipping layers are diving and refracted shear waves. Data generated using NGI's inhouse full-waveform modelling software LaySac5 (Kaynia, 1996).

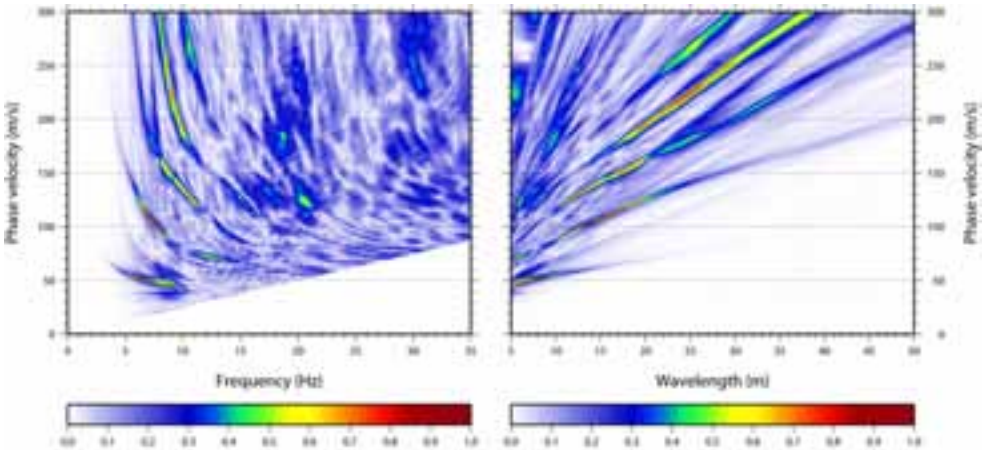


Fig. 5: Normalized-amplitude surface wave dispersion curves (i.e. phase velocity as a function of frequency or wavelength) generated by NGI's shear wave source at an undisclosed location. The time-offset domain data were transformed into frequency-wavenumber domain, prior to extracting phase velocity. Note the occurrence of multiple modes characterized by the curved, high-amplitude events. G_{max} *values derived from inversion of these dispersions curves match laboratory results, indicating that this is a reliable approach.*

Summary and conclusions

NGI has successfully designed and developed a prototype shear wave source targeting reservoir levels, as a highly complementary geophysical survey technique in addition to conventional P-wave seismic surveying. The prototype has been successfully used for preliminary surveying on different locations and different targets, both shallow and deep. Numerous sensors installed on the source allow in-depth monitoring of the source's behaviour and operation, which in turn can be used to extract improved source signatures and compare them with the programmed signatures. A geodynamic assessment of soil properties is mandatory to design the optimal sweep or source signature prior to surveying, to investigate energy penetration constraints and soil stability under the forces applied.

Despite the challenging operations and complex technology, the added information is highly valuable, in terms of surface waves as well as polarized shear waves providing more detailed information on lithology, fluids, pore pressure and effective stress conditions, and anisotropy. Therefore, a shear wave source is important to map and quantify a variety of geohazards in higher detail. It must be stressed that the entire procedure involves numerous disciplines, including geodynamic soil behaviour, seismic data processing techniques, forward and inverse modelling of wavefields as well as effective medium theory or rock physical models to relate seismic response to effective stress and/or excess pore pressures.

In addition, running the seabed-coupled shear wave source is equivalent to an instrumented dynamic or cyclic foundation model test at low to moderate capacity mobilization. Interpretation of measured dynamic forces and responses can in this context yield dynamic or cyclic soil parameters that approach non-linear domain.

Surface waves are dominant on both field data and wavefield simulations using NGIs wave field simulation computer code LaySac5. Through inversion, the dispersive nature of surface waves allows establishing high-resolution lateral and vertical shear wave velocity curves that can be translated into G_{max} values that correspond well with laboratory data. Field data furthermore illustrate the occurrence of multiple surface wave modes. It appeared challenging to remove these events prior to modelling and investigating the shear wave reflections from deeper horizons. It is however these data that provide the additional geotechnical information for detailed mapping of the shallow sub-surface.

Ultimately, a smaller generation of the shear wave source, now to be developed would be ideal to target shallow geohazards and allowing mapping in higher resolution, as it could be handled easier and from smaller academic or research vessels.

Acknowledgements

We are grateful to StatoilHydro for their active support on various levels with this R&D activity. Thanks to our colleagues and partners who performed the offshore field surveys and designed the technology. We also acknowledge support from NFR.

References

Aki, K. and Richards, P.G., 2002. Quantitative Seismology. University Science Books, 704 pp.

Bünz, S., Mienert, J., Vanneste, M. and Andreassen, K., 2005. Gas hydrates at the Storegga Slide: Constraints from an analysis of multi-component, wide-angle seismic data (case study). Geophysics, 70 (5), B19-B34, 10.1190/1.2073887.

Caldwell, J., 1999. Marine multicomponent seismology. The Leading Edge, 18 1274-1282.

Carcione, J.M., Gei, D., Rossi, G. and Madrussani, G., 2005. Estimation of gas-hydrate concentration and free-gas saturation at the Norwegian-Svalbard continental margin. Geophysical Prospecting, 53 (6), 803-810.

Castagna, J.P. and Backus, M.M. (Editors), 1993. Offset-Dependent Reflectivity - Theory and practice of AVO analysis. Society of Exploration Geophysicists.

Engelmark, F., 2001. Using 4-C to characterize lithologies and fluids in clastic reservoirs. The Leading Edge, 20 (9), 1053-1055.

Haacke, R.R. and Westbrook, G.K., 2006. A fast, robust method for detecting and characterizing azimuthal anisotropy with marine PS converted waves, and its application to the west Svalbard continental slope. Geophysical Journal International, 167 (3), 1402-1412.

Kaynia, A.M., 1996. Green's Functions in Layered Media under Fluid. 514053-1, NGI, Oslo.

Ostermeier, R.M., Pelletier, J.H., Winker, C.D., Nicholson, J.W., Rambow, F.H. and Cowan, K.M., 2002. Dealing with shallow-water flow in the deepwater Gulf of Mexico. The Leading Edge, 21 (7), 660-668.

Park, C.B., Miller, R.D. and Xia, J., 1999. Multichannel analysis of surface waves. Geophysics, 64 (3), 800-808.

Socco, L.V. and Strobbia, C., 2004. Surface-wave method for near-surface characterization: a tutorial. Near Surface Geophysics, 2 (4), 165-185.

Solheim, A., Bryn, P., Sejrup, H.P., Mienert, J. and Berg, K., 2005. Ormen Lange - an integrated study for the safe development of a deep-water gas field within the Storegga Slide Complex, NE Atlantic continental margin; executive summary. Marine and Petroleum Geology, 22 (1-2), 1-9.

Stewart, R.R., Gaiser, J.E., Brown, R.J. and Lawton, D.C., 2003. Converted-wave seismic exploration: Applications. Geophysics, 68 (1), 40-57.

Thomsen, L., 1999. Converted-wave reflection seismology over inhomogeneous, anisotropic media. Geophysics, 64 (3), 678-690.

Vanneste, M., Westerdahl, H., Sparrevik, P., Madshus, C., Lecomte, I. and Zühlsdorff, L., 2007. Shear-Wave Source for Offshore Geohazard Studies: A Pilot Project to Improve Seismic Resolution and Better Constrain the Shear Strength of Marine Sediments. In: OTC (Editor), Offshore Technology Conference. OTC, Houston, pp. OTC-18756.

Westbrook, G.K., Chand, S., Rossi, G., Long, C., Bünz, S., Camerlenghi, A., Carcione, J.M., Dean, S., Foucher, J.P., Gei, D., Haacke, R., Madrussani, G., Mienert, J., Minshull, T.A., Nouzé, H., Peacock, S., Reston, T.J., Vanneste, M. and Zillmer, M., 2008. Estimation of methane hydrate concentrations from multi-component seismic data at sites in the continental margins of NW Svalbard and the Storegga region of Norway. Marine and Petroleum Geology, 25 (8), 744-758.

Westerdahl, H., Sparrevik, P., Madshus, C., Amundsen, L. and Fjellanger, J.P., 2004. Development and testing of a prototype seabed coupled shear wave vibrator, SEG International Exposition and 74th Annual Meeting. SEG, Denver, Colorado.

Yilmaz, O., 2001. Seismic data analysis: Processing, inversion and interpretation of seismic data. Investigation in Geophysics, 10. Society of Exploration Geophysicists, Tulsa, 2027 pp.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

HAVNELAGERET – TETT SPUNTGROP I GJENFYLT HAVNEBASSENG?

Havnelageret – A watertight excavation in an old backfilled harbour-area.

Torbjørn Johansen Geovita, Torgeir Haugen NCC og Åge Brudeseth Statens vegvesen.

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver prosjektering og erfaringer fra arbeidet med å oppnå en tett byggegrop på Havnelagerentreprisen på Bjørvikaprosjektet. Deler av spunten skulle installeres i Revier-bassenget som var gjenfylt med sprengstein. Til tross for omfattende arbeider med forboring og masseutskifting i spuntlinja og injeksjon av spuntfoten, var det ikke mulig å lense bygge-gropa etter fullført spunting. Betydelig ettertetting med etablering av jetpeler og løsmasse-injeksjon var nødvendig. Til slutt lykkes en med å redusere lekkasjene slik at det var mulig å lense gropa og bygge betongtunnelen.

SUMMARY

The paper describes design and experience of a deep excavation for the Havnelager part of the Bjørvika project. Part of the steel sheet pile wall was planned to be installed in a rock filled harbour basin. Despite a huge effort in predrilling and backfilling with gravel for the sheetpile wall, in combination with grouting of the zone above bedrock, it was not possible to drain the excavation. Supplementary works were carried out to further seal the excavation, including jetgrouting and chemical grouting of the soil below excavation level. Finally one succeeded in achieving a sufficient water tight excavation.

INNLEDNING

Havnelageret er navnet på dagentreprisen på E18 Bjørvikaprosjektet i Oslo. Havnelager-entreprisen forbinder dagens Festningstunnel med senketunnelen i Bjørvika samtidig som det bygges av- og påramper i begge retninger fra hovedløpet til sentrum.

Entreprisen består av betongtunnel bygget direkte i forbindelse med den eksisterende betongtunnelen ved utløpet av Festningstunnel og fram til koblingen med senketunnelen ved kaikanten på Revierkaia.

Etter at trafikken i hovedløpet er flyttet ned i den nye Bjørvikaforbindelsen, skal det bygges ramper i dagens E-18 trasé foran Havnelagerbygget.

Betongtunnelen for hovedløpet er ca. 60 meter lang. Gravedybden i gropa er opptil 16 meter og det tas ut ca. 150.000 m^3 med løsmasser.

HAVNELAGEROMRÅDET, REVIERBRYGGEN

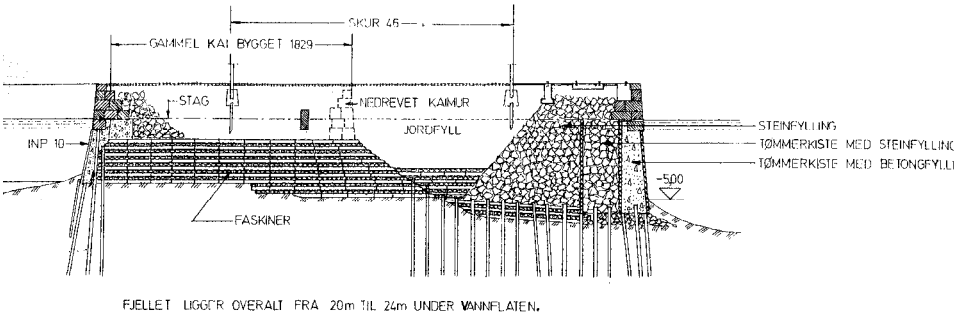
Figur 1: Utsnitt kart 1887 (Kilde: Oslo kommune Byarkivet)

Havnelagerbyggegropa ligger i sin helhet i gamle havne- og kaiområder, hvor det eksisterer flere generasjoner med kaikonstruksjoner. I et utsnitt av kart fra 1887 så ser vi Fiskebryggen rett sør for Børsen og Revierbryggen med nordre og søndre Revierhavn.

De gamle havnebassengene ble fyllt opp etter hvert som byen ble utviklet. Som fyllmasser ble det brukt det vi i dag vanligvis kaller byfyll, dvs. grave- og rivningsmasser fra byutviklingen i sentrum.

Havnelagerbygget ble bygget over den gjenfylte Fiskebryggen og Nordre Revierhavn og stod ferdig like før 1. verdenskrig.

Senere ble piren langs Søndre Revierhavn utvidet ved at det ble etablert nye kaifronter på begge sider av den gamle. Havnebassenget på innsiden kalles i det videre Revierbassenget.

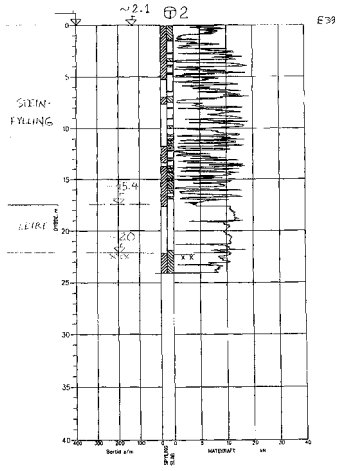


Figur 2: Snitt av Revierkaia (Kilde: Oslo Havnevesen)

Havnebassenget ble gjenfylt med sprengstein tidlig i 1970-årene. Fyllingen ble utført etter datidens metoder med fylling fra endetipp og med fortregning av de underliggende leirmassene. I Revierbassenget ble steinfyllingen nesten ført helt ned til bergoverflaten på ca. 20 meter, fig. 4.

Figur 3: Revierkaia med Revierbasenget og Havnelageret i bakgrunnen

PROSJEKTERT LØSNING



Figur 4: Totalsondering i Revierbassenget

Det var et funksjonskrav til byggegropen at den skulle muliggjøre byggingen av betongtunnelen tørt. Med de rådende grunnforholdene var det tidlig klart at dette ville bli en teknisk utfordring. Vi hadde også erfaring med byggingen av Festningstunnelen der vi på et lite parti, det berømmelige ”hjørne 8” for de som var med, fikk stifte erfaring med spuntramming i sprengsteinfyllingen i Revierbassenget.

Etter vurderinger av en rekke alternativer ble en løsning med ramming av rørspunt beskrevet i konkurransegrunnlaget. Ramming av rørspunten skulle kunne kombineres med grabbing og meisling. Rørspunten skulle videre rammes og meisles ned til et godt fjellfeste før det ble satt fotbolter. Videre ble entreprenørene oppfordret til å komme med alternative løsninger på etableringen av tett byggegrop.

ENTREPRENØRENS ALTERNATIV

Det ble NCC som leverte det beste tilbudet på entreprisen. NCC hadde vurdert flere alternative løsninger, deriblant sekantpeler, dyp forgraving, slissevegg og forboring.

NCC forslo til slutt å spunt tvers over Revierbassenget for å redusere omfanget av den forventet vanskelige spuntingen. Dette skulle kombineres med forboring i spuntlinja. Ulempen med forslaget ble at gropa ble utvidet i areal. Byggherren aksepterte NCCs reviderte løsning på gropa.

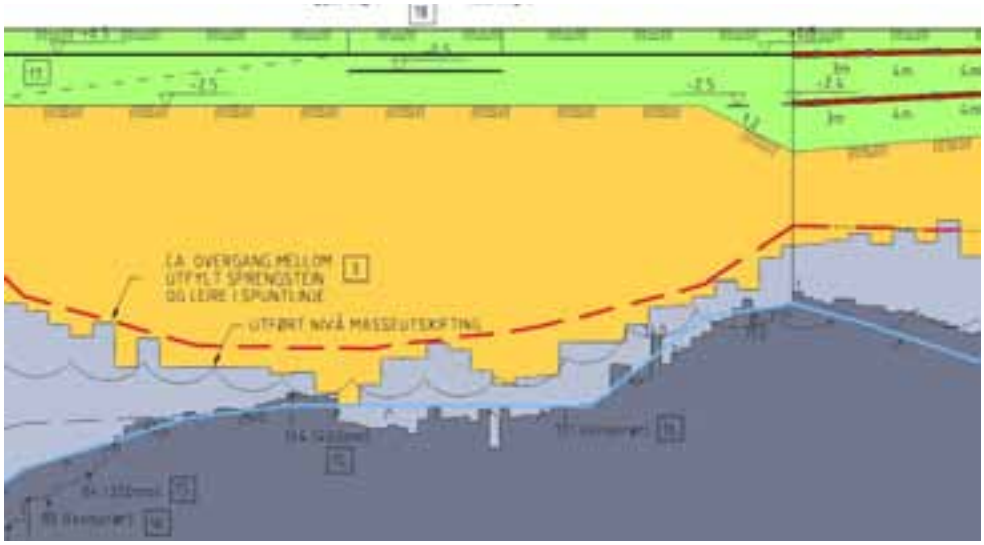
UTFØRELSE

Figur 5: Forboring i spuntlinja

Arbeidet med forboring i spuntlinja gjennom Revierbassenget ble utført av Züblin. De stilte med vanlig utstyr for borede peler, dvs. stor beltegående kran med vriaggregat. For å styre forboringen ble det støpt ut en betongplate med utsparing for rørene.

Forboringen ble utført ned til en kom ned i tett leire. Det ble tilbakefylt med pukk i forborings-rørene.

På forhånd var overgangen mellom sprengstein og leire blitt angitt ut fra grunnboringene. På figur 6 er antatt overgang markert med rødt. Utført forboringen er vist med gult. Antatt berg-overflate fra grunnboringene er mørk grå og endelig spuntplassering er lys grå.



Figur 6: Utsnitt av spuntoppriss

En kan legge merke til at det lokalt er masseutskiftet med friksjonsmasser nesten helt ned til bergoverflaten.

I den forborede slissen ble det rammet stålspunt. Stålspunten ble meislet inn i berg. Det ble deretter løsmasseinjisert gjennom foringsrørene for fotboltene for å tette fjellfoten. Deretter ble det satt fotbolter.

For resten av byggegropa ble det rammet stålspunt etter at det var utført til dels omfattende forgraving i spuntlinja med gravemaskin.

LENSING AV BYGGEGROPA, JETPELER

Våren 2006 var byggegropa spuntet ferdig og arbeidet med å lense gropa startet. Selv med 2 store pumper med samlet kapasitet på 1000 m^3/time var det ikke mulig å senke vannstanden innvendig i gropa noe særlig. Det var åpenbart at spuntgropa var alt annet enn tett. Det var tydelig at vannstanden inne i gropa fulgte flo og fjære i havnebassenget utenfor. Det ble også etter hvert klart at det ville bli en spesiell sommerferie for rådgiver, byggherre og entreprenør der en måtte improvisere og omprosjektere gropa midt i ferien.

Figur 7: Første forsøk på vannlensing i mai 2006

Det kunne være mange lekkasjepunkter, men en vurderte at et problemområde var spunten i Revierbassenget der det var masseutskiftet nesten helt ned til bergoverflaten. Effekten av den utførte injeksjonen ved spuntfoten var en blitt skeptisk til.

Det ble vedtatt at en ville forsøke å tette spuntfoten ved å installere jetpeler langs det antatt problematiske spuntavsnittet. NCC klarte å mobilisere Herculus/Trevi på kort varsel og de rigget seg til mens NCCs underentreprenør på spunt og avstivning, NSP, boret foringsrør for jetpeler med to maskiner.

Jetpelene ble installert på utsiden av spunten med senteravstand 0,8 m. Diameteren var forutsatt å være 1,0 meter. Pelene ble dradd opp langs spuntnålene til en mente en fikk en tett plugg.

Figur 8: Installering av jetpeler ved spuntfot

LEKKASJEMÅLINGER

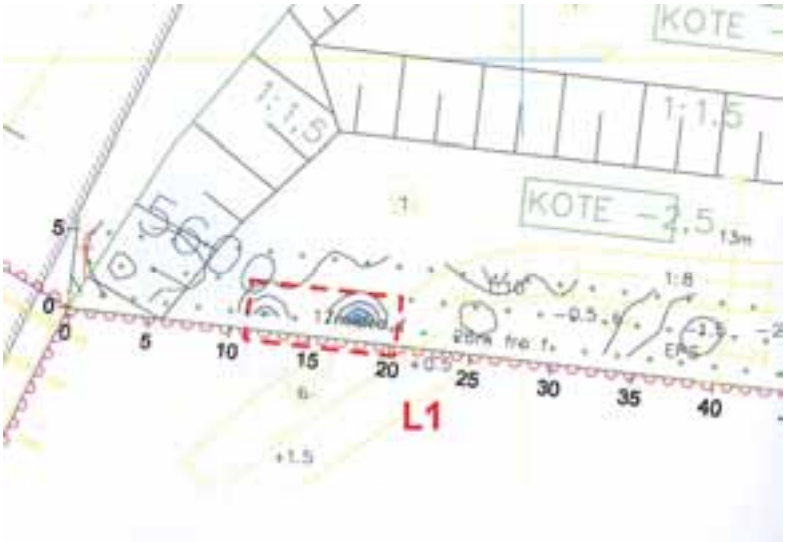
Figur 9: Lekkasjemålinger med Texplor

Etter forslag fra NSP bestemte byggherren å forsøke å foreta målinger av lekkasjeområder i spuntgropa.

Det ble etablert kontakt med firmaet Texplor i Tyskland som hevdet at de kunne foreta målinger og påvise lekkasjeområder. Selv om en var ukjent med teknikken, var det interessant å forsøke å kartlegge lekkasjene og ikke bare jakte på dem i blinde.

Texplor monterte en rekke målepunkter på innsiden av spuntveggen og presenterte sine målinger i kart med angivelse av lekkasjenivå. I Revierbassenget ble det påvist et område L1 med høy lekkasje, se fig 10.

Tilsvarende ble det påvist områder med lekkasjer mot Havnelagerbygningen.



Figur 10: Utsnitt av lekkasjemålinger

EKSTRA TETTING MED LØSMASSEINJEKSJON

Der Texplor hadde påvist at det fortsatt var lekkasjer gjennom spuntveggene ble det satt i gang et program med løsmasseinjeksjon. Det ble valgt å injisere Tacss/Flex (Combi Grouting) ved at en samtidig boret og injiserte gjennom Ischebeck Titan stag.

AVSKJÆRENDE TETTESPUNT I E18

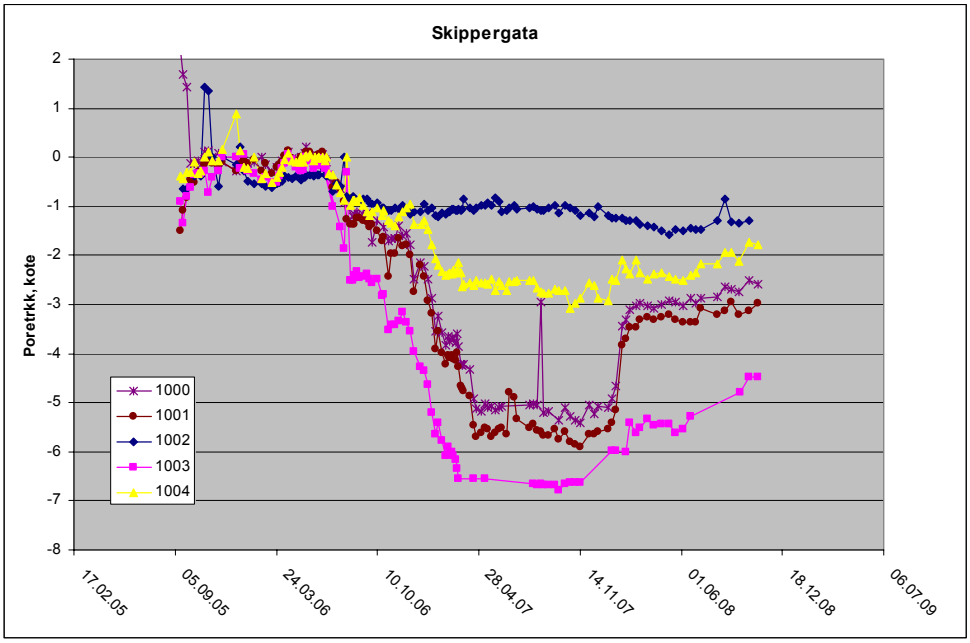
Det var opprinnelig prosjektert med en tettespunt mellom en gammel spunt fra byggingen av Festningstunnelen og spunten for Havnelagergropa i E18 utenfor Havnelagerbygningen. Denne ble imidlertid ikke utført. For å ytterligere bremse vannlekkasjene fra dette området ble denne spunten i løpet av noen lange netter rammet ned i tett leire tvers over E18.

RESTLEKKASJE

Etter at alle tettetiltakene langs spuntveggene var gjennomført stabiliserte lekkasjene seg på ca. 150 m^3/time. Dette er i seg selv et betydelig volum, men var greit å håndtere rent anleggsmessig. En annen sak er hvordan så store lekkasjer over tid påvirker omgivelsene.

PORETRYKK, OMGIVELSER

Det er ikke til å legge skjul på at de betydelige lekkasjene inn i byggegropa har påvirket poretrykkene i området rundt byggegropa. Det har vært pumpet fra ca. kote – 14 i en lang periode.



Figur 11: Poretrykksmålinger i Skippergata

Det er målt poretrykk på en rekke poretrykkmålere rundt gropa og så langt vekk som Børsen. Målerne nærmest gropa har sunket ned til kote – 6,5. Lenger vekk har reduksjonene vært mer beskjedne.

VANNFYLLING AV GROP

Gropa er seksjonert slik at det har vært mulig å vannfylle etter hvert som deler av gropa har blitt ferdig. Første oppfylling var vinteren 2008 da pumpene ble hevet til kote -7. Dette ga umiddelbar respons på poretrykkene i området rundt gropa som vist i fig. 11. Neste oppfyllingsnivå vil være til kote -2 i november 2008.

ERFARINGER

En var på forhånd klar over at byggegropa på Havnelageret ville bli vanskelig. I tidlige Anslagprosesser var det å oppnå vanntett grop på Havnelageret identifisert som kanskje den største usikkerheten på Bjørvikaprosjektet.

Med en så stor byggegrop med betydelige kvadratmeter med spunt som er eksponert direkte mot vann, må det legges en betydelig innsats i alle tettedetaljer. Det skal ikke mange gjenglemte stroppehull i spunten, spuntnåler ut av lås, ødelagt tettmiddel i spuntlåsene osv. for å få problemer med vannlekkasjer. Alle stag og synlige lekkasjepunkter må fortløpende tettes.

Løsmasseinjeksjon av spuntfoten på berg, gjennom dybelrør, ser ikke ut til å ha gitt noen vesentlig effekt.

For å oppnå en tett overgang mellom spuntfot og bergoverflate vil vi neste gang sterkt vurdere å gå rett på jetpeler og ta det med i konkurransegrunnlaget.

Etterinjeksjon med Ischebeckstag med Tacss/Flex var vellykket.

Figur 12: Betongtunnelen under arbeid ett år senere (juni 2007)

At vi lykkes skyldes for en stor del at alle partene var løsningsorienterte og stod på for å lykkes og at byggherren var beslutningsdyktig. En stor takk rettes til slutt til Statens vegvesen v/Kjetil Fløtre og Reinertsen Engineering v/Bjørn Taugbøl og mange engasjerte hos NCC med underentreprenører for meget godt samarbeid i gjennomføringen av denne vanskelige byggegropa.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

SPUNT, BARE RØR?

Sheet piles; pipe up or pipe down?

Siv.ing. Hans K. Fritzvold, Norconsult AS

SAMMENDRAG

I grove og harde masser hvor det ikke kreves at grunnvannet skal holdes oppe av støttekonsruksjonen, kan rørspunt benyttes som alternativ til vanlig spunt. Rørene kan forsterkes ved armert utstøping, og fjellfot sikres ved tilstrekkelig lang innboring i fjell. Rørboring hensyntar miljøkrav til støy og rystelser samt sikrer rask og god fremdrift. Utstyret er ofte lettere og mindre enn tilsvarende utstyr for spuntramming.

SUMMARY

For certain ground conditions a retaining structure can consist of pipe piles instead of sheet piles. This is true for coarse and hard soils when it is not required to maintain the ground water level. The pipe piles can be strengthened by reinforced concrete. The foothold of the pipe wall is established by drilling the pipes some distance into bedrock. Environmental requirements as to noise and vibrations are easily handled by pipe drilling. Also, pipe drilling has a more secure and often quicker progress than sheet pile driving. The drilling equipment is as a rule lighter and smaller than similar equipment for sheet pile driving.

Innhold	**Contents**
Sammendrag	**Summary**
Innledning	**Introduction**
Valg av veggutførelse	**Choice of sheeting**
Grunnforhold	**Ground conditions**
Rand- og miljøbetingelser	**Boundary and environmental conditions**
Entreprenørforhold	**Entrepreneurial conditions**
Planlegging og utførelse av rørspunt	**Planning and execution of pipe pile wall**
Referanser	**References**

INNLEDNING

På NGF's kurs "Spunt og avstivede byggegroper" i april i år er avstiving med stålrør i kombinasjon med stålspunt omtalt av Frode Oset og Arne S. Simonsen, mens avstivinger med bruk av bare stålrør er nevnt som en mulighet i kompendiet. De mer kjente systemer med bruk av rør forutsetter ramming og spuntlåser påsveiset rørene som beskrevet av Simonsen. Derimot er avstivinger med borede stålrør uten låser mindre brukt.

Valg av avstivingsmåte skjer i dag først og fremst ut fra vurdering av grunnforholdene. Dersom grunnforholdene gir mulighet for å benytte andre avstivingsmetoder enn den tradisjonelle spunten, bør andre forhold som hensyn til omgivelser og miljø samt entreprenørforhold tillegges stor vekt ved valg av alternativ.

Hensikten med dette innlegget er å vise at avstiving utført som rørspunt (bare rør) kan være den gunstigste løsningen i mange tilfeller. Innlegget er ikke ment som en beskrivelse av dimensjoneringen av rørspunt, men snarere en påpekning av hva som bør vurderes mer inngående ved valg av avstivingsmåte og deretter å vise eksempler på avstivinger med rørspunt. Se for eksempel figur 1.

Figur 1: Rørspuntvegg

VALG AV VEGGUTFØRELSE

Valg av metode for byggegropsikring må i prinsippet tas ved å vurdere tre hovedaspekter:

- grunnforhold
- rand- og miljøbetingelser
- entreprenørforhold

Vanligvis bestemmes veggtype ut fra en samlet vurdering av grunnforhold og utgraving alene. Mulig avstivingssystem (bakforankring/innvendig avstiving/utkraging i topp) kan ha betydning for valg av type vegg, men vil som regel være det samme for forskjellige typer vegg som er aktuelle.

Imidlertid øker kravene om å hensynta omgivelser og miljø i stadig sterkere grad. Krav til støyskjerming og rystelser er blant disse. I tillegg er de fleste prosjekter underlagt meget strenge krav til fremdrift samt at risiko og ansvar trekkes oftere og oftere med i avgjørelsene for entreprenørene. Disse forhold bør i sterkere grad trekkes inn i prosjekteringen av veggavstivingen enn hva som ofte synes å være tilfellet i dag. Materialmessig sett dyrere løsninger kan totalt sett være de rimeligste hvis de gir en sikrere og raskere fremdrift.

De tre hovedaspektene er kort omtalt i det følgende.

GRUNNFORHOLD

Som bakgrunn for diskusjon forutsettes tilfredsstillende grunnundersøkelser for analyse av vegg, avstiving og utgraving. På tilsvarende måte forutsettes tilfredsstillende målinger av grunnvann/poretrykk over tilstrekkelig tid før, under og etter tiltaket selv om dette er langt mer sjeldent tilfelle.

Uansett løsning krever dimensjoneringen av vegg og avstiving et konservativt valgt jordartsprofil med tilhørende styrke- og deformasjonsparametre.

Når grunnforholdene er fastlagt i detalj, må følgende vurderes for valg av veggutførelse:

- rambarhet og borbarhet
- fot/fjellfeste
- grunnvann/drenasje
- deformasjoner/setninger

Analyse av disse forhold må ikke bare skje ut fra geoteknisk synsvinkel, men må også vurderes ut fra rand- og miljøbetingelser samt entreprenørforhold (se senere).

Rambarheten for en tradisjonell spuntvegg søkes ofte fastlagt ved å vurdere resultater fra sonderinger i tillegg til jordartsprofilet. Det er dessverre ikke så sjelden at motstand fra faste lag, stein i en fast matrise av finere løsmasser, blokk og ujevn fjelloverflate gir større utfordringer enn forventet. Mangelfull nedramming av enkeltnåler eller veggpartier, låssplitting og deformasjon av topp og bunn spuntnål er ikke uvanlig. Figur 2 viser eksempel på borbare, men ikke rambare masser.

Normalt vil boring for rør ikke bli hemmet av slike forhold.

Fot- og fjellfeste er ofte de vanskeligste punktene for en vellykket spuntvegg, især når spuntfot skal avdekkes, og fjellet sprenges videre ned under spuntfot. Tradisjonelt løses dette ved hjelp av dybelrør sveiset til spuntnålene, og det foretas en fordybling i fjell etter ferdig ramming. Ved avdekking av spuntfoten sikres så dette videre ved hjelp av skråbolter og/eller utstøpt bunndrager. Rørspunten derimot bør bores 1,5 - 2,0m ned i fjell og trenger som regel ikke ekstra sikringstiltak når spuntfoten avdekkes. Sikring av selve fjellet og fjellskjæringen er den samme for begge løsninger. Se figur 3 for utfall av ca. 1 m fjell hvor rørspunten var boret minst 2 m ned i fjell.

Rørspunt kan også benyttes som svevende spunt eller styltespunt. Beregning av nødvendig fotdybde gjøres som for vanlig spunt, men det bør vurderes om det passive motholdet skal reduseres i forhold til jordtrykk mot en tett vegg. ”Sponthandboken” (1996), beskriver en metode for beregning av jordtrykk mot slike støttekonstruksjoner.

Når det gjelder å opprettholde grunnvannstand og hindre drenasje, er rørspunt uegnet, likeså hvis dette trengs for å unngå setninger. Er grunnvann og drenering ikke noen utfordring, kan f. eks. stivheten av en rørspuntvegg være godt egnet til å motvirke deformasjoner i massene bak veggen.

Figur 2: Borbare masser

Figur 3: Utfall av fjell under rørspunt

RAND- OG MILJØBETINGELSER

Rand- og miljøbetingelsene bestemmes ut fra bruken av området generelt, hensyn til nabobygg og anlegg i grunnen slik som rør, kabler o.a.. Krav til støy og rystelser, forhindring av skadelig setningsutvikling på tilstøtende arealer og bygg, hensyn til luftstrekk av ledninger, trafikkavvikling m.m. spiller stadig en større rolle og er med på å definere entreprenørens hverdag.

For å få en vellykket utførelse av avstivingen må geoteknikeren bli flinkere til å ta dette med i sin vurdering før han velger løsning for avstivingen. Rand- og miljøbetingelsene kan for eksempel være bestemmende for valg mellom ramming, vibrering eller nedpressing av spunt. Eksisterende anlegg i grunnen som for eksempel fjernvarmerør krever ofte at det blir tatt særskilte hensyn. Hensyn til topografi og vegetasjon kan også ha betydning for geoteknikerens valg. Eksempelvis kan vibrering i bratte skråninger være mer ugunstig enn ramming selv om støykravene skulle tilsi vibrering. Vibrering kan også forårsake uønskede setninger i løse friksjonsmasser og høyt poretrykk i kohesjonsmasser.

ENTREPRENØRFORHOLD

Entreprenørens plassbehov og sikkerhetskrav må sees i sammenheng med rand- og miljøbetingelsene.

Tilstrekkelig atkomst er en selvfølgelighet i forhold til anbefalt løsning og valgt utstyr. Dårlige atkomstforhold kan for eksempel hindre transport av lange spuntnåler som dermed må sveises opp på stedet, tilsvarende for lange rør. Nok riggareal og især plass til effektiv bruk av valgt utstyr kan være kritisk i mange tilfeller. For eksempel krever fall-loddramming sikkerhetsavstander opp mot 20m. God bæreevne og trafikkerbarhet av utstyret på avgravet eller oppfylt nivå er nødvendig for god teknisk så vel som fremdriftsmessig gjennomføring. Dersom dette krever tiltak, må dette med i vurderingen av løsningene. Slike forhold kan la seg lettere løse ved utstyr til rørboring som vanligvis er mindre og lettere enn utstyret for ramming av spunt.

Dersom fremdrift eller byggetid er kritisk slik som ved planlagt togstopp for jernbaner, stengt flyplass eller nattarbeid på flyplass, riksveiomlegging i begrenset tidsrom osv. så bør den sikreste metoden for vellykket gjennomføring velges. Svært ofte kan dette bli boring for rørspunt. Se figur 4 hvor rørspunt ble løsningen som tillegg til annen spunt som stoppet under ramming mens det var planlagt togstopp.

Koordinering mot annet arbeid må også vurderes plassmessig så vel som fremdriftsmessig slik som graving og transport mot montering av avstiving. Spesielt for rørspunt er koordineringen mot og sikring med sprøytebetong hvis dette skal benyttes. For små arbeider bør håndholdt utstyr for sprøytebetong benyttes som krever mindre plass, men som er dyrere i drift enn de større riggene. Håndholdt utstyr kan benyttes inntil avstander på 30 - 40 m fra sprøyteriggen.

Det har i en del tid nå vært lettere å få tak i rørstål enn spuntstål, noe som kan ha betydning for valg av løsning sett i forhold til krav om fremdrift.

Figur 4: Rørspunttillegg ved stopp i ramming

PLANLEGGING OG UTFØRELSE AV RØRSPUNT

Det første som må avklares er om rørspuntveggen skal være permanent eller midlertidig. Skal den være permanent, må det avklares hvordan den skal integreres i den øvrige konstruksjonen. For permanente vegger vil det normalt ikke bli tillatt å regne med selve rørstålet i veggens kapasitet, og røret må selvfølgelig støpes ut. For midlertidige konstruksjoner tas rørstålet med i beregningen.

Dernest er det å finne gunstigste rørtype og dimensjon. Eventuell armering og utstøping av røret må tas med i vurderingen. For å øke rørets kapasitet har stålkjerner, stålprofiler eller vanlig armering blitt støpt inn i røret. Figur 5 viser stålprofiler innstøpt i rør. Dersom forsterkning av røret er nødvendig (utstøping med armering, profilstål og lignende), bør billigste type rør som kan gjøre jobben benyttes, for eksempel plast. Ombruk av dyre rør ved store dimensjoner har vært vurdert sammen med utstøping og rørtrekking som for borede pilarer, men har visstnok ikke blitt utført enda.

Krav til veggens kapasitet gir antall rør som fordelt på veggens lengde gir lysåpningen mellom rørene. Her må imidlertid geoteknikeren foreta en skjønnsmessig vurdering. Når det gjelder størrelsen på lysåpningen, vil forhold som buevirkning i løsmassene, vann- og klimabelastning være avgjørende.

Buevirkning i løsmasser ble beskrevet av Terzaghi etter sitt klassiske forsøk i sand fra 1936. Hans konklusjoner fra den gang er like gyldige i dag:

> ”Since arching is maintained solely by shearing stresses in the soil it is no less permanent than any other state of stress in the soil which depends on the existence of shearing stresses”.
>
> ”Informations on the importance of this percentage reduction can only be obtained by direct measurements under field conditions.”

Statens Vegvesen har uttalt seg om avstand mellom plater under fyllinger i Veiledning nr. 188 til 018, ”Veg på bløt bunn”, og anbefaler at avstanden er mindre enn 1,0 - 1,2 m i grus eller knuste masser < 200 mm. Vår erfaring er at lysåpninger opp mot 1,0 m har virket bra for rørspunt. Buevirkningen kommer også inn ved bedømmelse av utgravingsdybder før og mellom avstivinger. Anslag over hvor høyt løsmassen kan stå vertikalt (som for strekksprekker; $Zc = 2\ Su/\gamma t$) kan gi en pekepinn om dette. Gravedybder på 2 - 3 m synes erfaringsmessig ikke å være noe problem når vann - eller klimabelastninger ikke spiller inn. Figur 6 viser eksempel på buevirkning mellom rørene.

Tilsig av overflatevann eller konsentrasjon av nedbør kan skape problemer for rørspunt, likeså tilsig av grunnvann som vasker ut finstoff eller reduserer buevirkningen i løsmassene. Dersom det er besluttet å ikke beskytte de eksponerte løsmassene mellom rørene, er det helt nødvendig å sikre seg mot at vann kan renne fritt ned langs veggen. Dette kan raskt føre til at så mye masse vaskes ut at avstivingsevnen til rørveggen avtar, noe som igjen kan føre til deformasjoner og setninger. Figur 7 viser resultat etter utvasking, og figur 8 viser tiltak for å få vekk vann fra ubeskyttet rørvegg.

Figur 5: Innstøpt profil

Figur 6: Buevirkning

Figur 7: Utvaskede masser

Figur 8: Tiltak for å hindre rennende vann

Figur 9: Sprøytebetongbeskyttelse på permanent mur (støpes inn senere).

Figur 10: Beskyttelse av armeringsstål og strekkmetall

Enkleste form for beskyttelse av eksponerte løsmasser mellom rørene fås ved å bruke fiberarmert sprøytebetong direkte på eksponert løsmasse og rør. Se figur 9. Påsveisede armeringsnett på rørene kombinert med strekkmetall kan også benyttes, især ved grove masser som sprengstein. Denne løsningen er ofte rimeligere enn sprøytebetong. Se figur 10. Et tredje alternativ som kan benyttes er påsveisede armeringsnett på rørene som så dekkes med sprøytbetong uten fiberarmering.

Når det gjelder sprøytebetong må det tas med i planleggingen at sprøytebetongen vanligvis bør få ett døgns herdetid før videre graving igangsettes. Dersom forhold og fremdrift tilsier det, kan ventetiden reduseres til 4 - 6 timer, men først etter å ha tatt prøver av betongen.

Ved skråforankring bør det sveises knekter på hvert rør for god overføring av kreftene gjennom puten. Se fig. 11. For store arbeider med flere avstivingsnivåer kan dette være tidkrevende og dyrt. Det bør da vurderes om støpte, armerte puter er en bedre løsning. Etter utgraving til gitt nivå støpes putene på terreng med god omslutning rundt rørene. Stagene settes og spennes før videre graving foretas.

I enkelte tilfeller kan det være ønskelig med forankring så høyt som mulig på rørveggen. I så fall kan en plate støpes på terreng før utgraving og gis den nødvendige forankring. Rørveggen kan deretter bores direkte gjennom platen som vil gi den ønskede avstiving. Et alternativ til dette er å først bore rørene og deretter støpe platen/veggen med med bøyleforankring rundt rørene som vist på fig. 12.

Til slutt noen ord om utstyret. Det finnes minibormaskiner som trenger ca. 0,8m bredde for å komme frem, ca. 1,2 m bredde for å operere og er ca. 3,5 m lang. Maskinene trenger minimum 2,5 m høyde for å bore Odex 140 hull (diam. 168 mm), og 3,5 m for å bore Odex 190 m hull (diam. 219 mm). Det brukes korte rør som skjøtes, og boringen tar selvfølgelig lengre tid enn ved fri boring med store maskiner. Se figur 13.
En mellomstor rigg vil kreve 2,5 - 3,0 m bredde, være 6 - 8 m lang og kan bore opp til Odex 280 hull (diam. 324 mm) som vanligvis er mer enn stort nok for en rørspuntvegg. Store rigger kan imidlertid klare hulldiametre på 800 mm eller mer.

REFERANSER

Terzaghi, Karl, 1936	”Stress Distribution in Dry and Saturated Sand above a Yielding Trap-Door”. Proc.1. Int. Conf. on SMFE Cambridge, Mass., Vol.1.
Terzaghi, Karl, 1943	”Theoretical Soil Mechanics”, John Wiley and Sons Inc..
NGF/Tekna, 2008	Kurs: Spunt og avstivede byggegroper.”Muligheter og problemstillinger” ved Frode Oset og ”Alternative avstivingsmetoder” ved Arne S. Simonsen.
Jernbaneverket ved Anne Bråten	- personlig kommunikasjon
Entreprenørservice A/S ved Hallvard Sindre	- personlig kommunikasjon.
Norconsult AS	Bybane Bergen; prosjektering av støttekonstruksjoner
Norconsult AS	Dobbeltspor Sandnes - Stavanger; bistand utførelse av støttekonstruksjoner.
Ryner,Fredriksson og Stille, 1996	Sponthandboken. Byggforskningsrådet

Figur 11: Påsveising av knekter

Figur 12: Horisontal avstiving i topp av rør

Figur 13: Minibormaskin

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

PRAKTISK BRUK AV NVE'S RETNINGSLINJER FOR PLANLEGGING OG UTBYGGING I FAREOMRÅDER LANGS VASSDRAG

Practical use of NVE's (Norwegian Water Resources and Energy Directorate) guidelines for Planning and constructing in danger zones along waterways.

Sivilingeniør Ingrid Havnen, MULTICONSULT AS

SAMMENDRAG
Multiconsult AS har utført flere grunnundersøkelser og vurderinger i henhold til NVEs retningslinjer for "Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag" og den tekniske veilederen; "Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre sensitive/kvikke jordarter med sprøbruddegenskaper" (NVE-veilederen) gitt i vedlegg til retningslinjene. Foredraget gir flere eksempler på bruken av denne, hvor et eksempel er beskrevet i detalj. NVE-veilederen setter fokus på områdestabilitet og gir krav til utførelse av faregradsvurdering, grunnundersøkelser, stabilitetsanalyser og sikkerhetsnivå avhengig av aktuelle tiltak. Veilederen gjelder for områder som skal bygges ut og ikke for eksisterende bebyggelse.
Veilederen har ført til problemstillinger og krav til kartlegging og sikring av områder utenfor så vel som innenfor de aktuelle prosjektene. Tiltak utenfor de aktuelle prosjekt kan i mange tilfeller føre til store kostander som igjen kan føre til skrinlegging av prosjekter, noe som ikke har vært et så aktuelt tema tidligere. Vi mener kommunene og NVE her har et ansvar og må være bidragsyter ved løsning av problemene.

SUMMARY
Multiconsult AS has performed several soil investigations and geotechnical evaluations according to the Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE) guidelines for "Planning and constructing in danger zones along waterways" and the technical appendix "Assessment of area slope stability by development in quick clay and other sensitive soils with collapsible behavior". Several examples on the use of the guideline are presented herein. The NVE-guideline focuses on the area slope stability and specifies requirements for assessment of the danger, consequence and thereby risk, soil investigations, slope stability analyses and sets requirements on the safety level dependant on actions. The guideline is applicable for new developments and not earlier developed areas.
The use of the guideline has resulted in problems and requirements for mapping and preventive measures for areas both outside as well as inside the respective projects. Preventive measures outside the respective project can result in large increases in costs, which may result in abandonment of the project itself. We are of the opinion that the local authorities and NVE have a responsibility and should contribute to these evaluations.

1. INNLEDNING

Multiconsult AS har utført flere grunnundersøkelser og vurderinger i henhold til NVEs retningslinjer for "Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag" (foreløpig 2007)/1/og som nå er kommet i en endelig utgave (1-2008)/2/. Dette spesielt i forhold til retningslinjenes vedlegg 1 (1-2008)/3/: Teknisk veileder for vurdering av kvikkleireskredfare; "Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre sensitive/kvikke jordarter med sprøbruddegenskaper" (heretter kalt NVE-veilederen). NVE har utarbeidet den tekniske veilederen i samarbeid med det geotekniske miljøet i Norge, der i blant en representant fra Multiconsult AS. Det arbeides fortsatt med utviklingen av denne og en revisjon kan derfor forventes, evt som et selvstendig dokument i regi av Norsk geoteknisk forening(NGF)/3/.

Multiconsult AS har utført grunnundersøkelser og vurderinger i forbindelse med flere saker både på regulerings- og byggeplannivå. Dette er ofte områder der naboarealene allerede er utbygd. I flere tilfeller har NVE kommet med innsigelser til reguleringsplanen med krav om behandling ihht NVE-veilederen. Multiconsult har også utført grunnundersøkelser for å avgrense kvikkleiresoner med påfølgende faresonevurderinger.

Vi vil i det videre si litt om kravene i retningslinjene og komme med noen praktiske eksempler vedrørende bruken og problemstillinger rundt denne. Vi har tatt for oss ett prosjekt mer detaljert; Kvikkleiresone Lundamo – Varegga i Melhus kommune i Sør Trøndelag. For øvrig gis det en kort beskrivelse av et utvalg av andre enkeltprosjekt utført av Multiconsult i Trondheim:

- Bjørgmyran – Stjørdal
- Ranheim skole – Trondheim
- Torbjørn Brattsvei, Nardo – Trondheim
- Hornebergvegen 4, Fossegrenda - Trondheim
- Utleir Øst – Trondheim
- Lauvlia og Kvernbekken - Meråker
- Kvamslia - Orkdal

Til slutt gis det en oppsummering av aktuelle problemstillinger og en diskusjon av disse.

2. NVE'S RETNINGSLINJER - TEKNISK VEILEDER

2.1. FORMÅL/VIRKEOMRÅDE

Retningslinjene er ment som et verktøy for kommunale og private arealplanleggere og saksbehandlere i areal- og byggesaker på alle nivå. Dette for å bidra til å redusere sammfunnets sårbarhet mot flom og andre faremomenter knyttet til vassdrag.

Formålet med den tekniske veilederen (vedlegg 1 til retningslinjene) er å bidra til å forebygge skredulykker i sensitive/kvikke jordarter ved at det blir tatt hensyn til dette i arbeid med areal- og byggeplaner. Veilederen er ment for det geotekniske fagmiljøet i Norge, for å bidra til en kvalitetsmessig god og mest mulig lik vurdering av områdestabilitet ved planlegging og utbygging i områder med kvikkleire og jordarter med tilsvarende egenskaper /3/.

Veilederen gjelder for ny bebyggelse, herunder også utbygging i eksisterende bebygde områder. For eksisterende bebyggelse foreligger det imidlertid ingen tilsvarende krav i lovverket om sikkerhet mot skred. Veilederen sier at "for eksisterende bebyggelse vil en i enkelte områder ut fra samfunnsøkonomiske hensyn måtte akseptere at sikkerheten ikke kan heves til et sikkerhetsnivå som kreves for ny utbygging"/3/.

2.2. KRAV

Veilederen gir anbefalinger og krav til utførelse. Dette kan kort oppsummeres under:

- Geotekniske vurderinger på ulike plannivåer (kommune- og reguleringsplan samt byggesak) – ref flytskjema fig 5.2 og 5.3 i vedlegg 1 til retningslinjene /3/, gjengitt i vedlegg 1. Hvis området ikke er registrert innenfor en eksisterende faresone (ref www.skrednett.no) må evt ny faresone vurderes og avgrenses. Det må også vurderes om området kan ligge i et utløpsområde for et potensielt kvikkleireras. På reguleringplan og byggeplan kan det være behov for supplerende grunnundersøkelser for å avdekke problemstillingene.
- Vurderes området som en potenisell faresone med funn av sensitiv eller kvikk leire må det uføres en faregradsevaluering. Dette utføres ihht NGI-rapport 20001008-2 /4/.
- Utførelse av grunnundersøkelser. Det gis krav til minimum omfang, type og kvalitet.
- Registrering av kvikkleireutbredelse og vurdering av utløsningsområder.

- Krav til vurdering av sikkerhetsnivå vil avhenge av arealbruk og tiltakets karakter (tiltakskategori K1-K3) og utbyggingsområdes fareklasse (lav, middels, høy) – ref tabell 4.1 i vedlegg 1 til retningslinjene /3/, også gjengitt i vedlegg 2. I de fleste tilfeller kreves følgende:
  - Faregradsevaluering før og etter tiltak
  - Stabilitetsberegninger før og etter tiltak. Det stilles her krav til materialparametere og analysemetode.
  - Sikkerhetsnivå og evt tiltak til forbedring hvis sikkerheten er for lav. Ved tiltak må sikkerheten økes til $\gamma_M \geq 1{,}4$ eller ha en forbedring/vesentlig forbedring i hht fig 4.1 i vedlegg 1 til retningslinjene /3/, også gjengitt i vedlegg 2.
  - Vanlig kontroll eller skjerpet kontroll (3.partskontroll)

Ved for lav sikkerhet vil aktuelle tiltak ofte være sikring av eroderende bekker og evt heving av bekkeløpet. Andre alternativer vil kunne være avlasting på toppen av skråningene og/eller motfylling i bunn av skråningene. I tettbebygde strøk kan dette ofte være krevende med de rammebetingelser eksisterende bebyggelse representerer. Ved ugunstige poretrykksforhold kan senking av grunnvannstanden være et aktuelt tiltak.

3. PRAKTISK EKSEMPEL – KVIKKLEIRESONE LUNDAMO

3.1. INNLEDING – OPPSUMMERING AV PROSJEKTET

Block Watne planlegger utbygging av et delområde på ca 25 mål på Varegga på Lundamo i Melhus kommune; Varegga III. Det øvrige boligområdet ble bygd ut på 1970-tallet. I forbindelse med planlagt utbygging krevde NVE utredning av området, da det ligger innenfor en kvikkleiresone med høy faregrad ihht. faresonekart på www.skrednett.no, se figur 1.
Det ble stilt krav om at området skulle utredes ihht NVE-veilederen. Multiconsult AS fikk jobben på oppdrag fra NVE i samarbeid med Melhus kommune. Det ble utført en kvikkleirekartlegging av hele sonen som også omfattet naboområdet Leirtaket som ligger på øst siden av Kvernhusdalen med Kvernhusbekken som skiller boligområdene. Varegga ligger vest for Kvernhusbekken.

Figur 1: *Kvikkleiresone Horg fra www.skrednett.no*

For kartlegging av sonen utførte Multiconsult supplerende grunnundersøkelser, og det ble utarbeidet en datarapport med beskrivelse av grunnforholdene på bakgrunn av tidligere og nye grunnundersøkelser, ref Multiconsult rapport 412688-1/5/. På bakgrunn av grunnundersøkelsene og NVE-veilederen ble det videre utarbeidet et kart med kvikkleireutbredelse samt utført geotekniske vurderinger med faregradsevaluering, stabilitetsberegninger og vurdering av aktuelle tiltak beskrevet i Multiconsult rapport 412688-2 /6/. Da poretrykksforholdene var meget spesielle, med meget lave poretrykk i dybden ble det utført supplerende poretrykksmålinger i 3 pkt i flere dybder før vurderingene ble utført, dette i samråd med 3.partskontrollør, Rambøll AS.

På bakgrunn av resultatene i det innledende arbeidet ble det vurdert behov for supplerende grunnundersøkelser i det mest kritiske snittet som grunnlag for beskrivelse av videre tiltak. Dette ble utført på oppdrag av utbygger, Block Watne, i samarbeid med Melhus kommune. Det ble utført grunnundersøkelser for å avgrense sonen mot sør og øst i tillegg til stabilitetsberegninger og vurderinger av aktuelle tiltak. Dette arbeidet er oppsummert i Multiconsult rapport 411793-2 /7/.

3.2. TERRENG OG GRUNNFORHOLD

3.2.1. Grunnundersøkelser – krav i veilederen

Det stilles krav til omfang og type grunnundersøkelser i NVE-veilederen. Det skal utføres et tilstrekkelig antall sonderinger for å bestemme lagdeling samt utstrekning av kvikk/sensitiv leire. I tillegg skal det foretas bestemmelse av leiras styrkegenskaper. Poretrykksforholdene skal bestemmes på en sentral lokalitet i hver sone i minst to nivåer. Kvaliteten på trykksonderinger, prøveserier og laboratorieundersøkelser skal være av beste klasse.

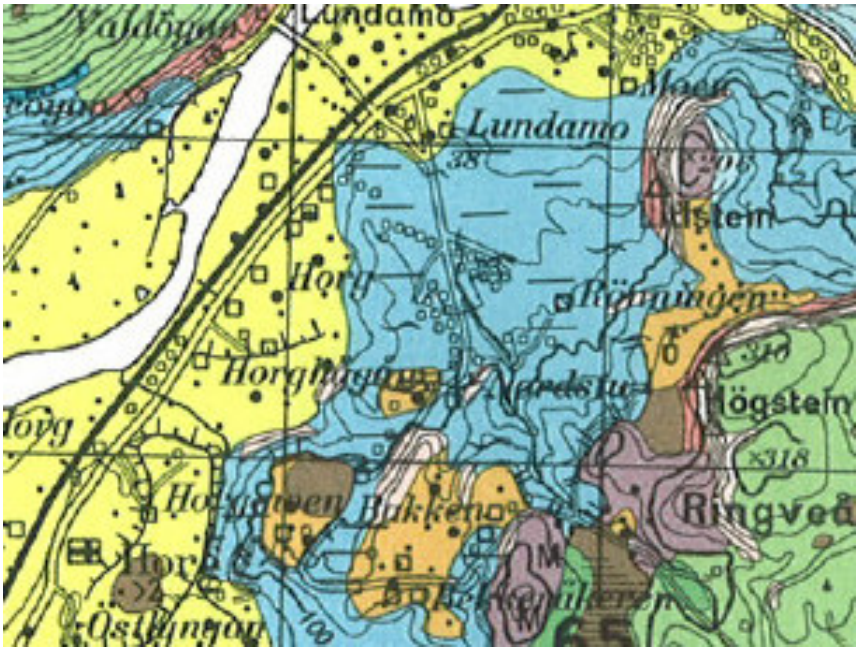
På bakgrunn av dette ble følgene undersøkelser utført:

- Sonderinger i 31 pkt
- Prøvetaking i 3 pkt.
- CPTU-sonderinger i 3 pkt
- Poretrykksmålinger i 8 pkt, hvorav 4 i flere dybder
- Treaksialforsøk på prøver fra 3 pkt.

Det var i grunnundersøkelsene lagt vekt på å dokumentere utbredelsen av kvikkleire og etablere tilstrekkelig grunnlag for å vurdere stabiliteten i antatt mest stabilitetskritiske profil.

3.2.2. Kvartærgeologisk kart

For vurdering av sonen er det kvartærgeologiske løsmassekartet nyttig, da disse kan indikere største mulige utbredelse av kvikkleire (der det finnes marine strand- eller havavsetninger) og gir indikasjon på tidligere rasaktivitet. Kvartærgeologisk kart over området, er vist i figur 2, som viser at løsmassene i hovedsak består av hav- og fjordavsetninger og marine strandavsetninger (blått på kartet). Det er også lokale innslag av bart fjell/forvitringsmateriale (lyse områder/lilla) i de sørlige og østlige delene av området og noe breelvavsetninger (orange), spesielt på toppen av skråningen sør for Varegga – ved Nordstu. Kartet viser også at Kvernhusdalen og Leirtaket er en tidligere rasgrop.



Figur 2: *Utsnitt av kvartærgeologisk kart NGU– Støren kartblad 1621 III*

3.2.3. Terreng

Varegga og Leirtaket ligger i en nordvestvendt ravinert skråning. I øst og dels i sør er det bratte fjellskråninger som stuper ned mot boligområdene, som dels ligger i skråningene og dels på flata ned mot Lundamo sentrum og E6. Kvernhusdalen med Kvernhusbekken, som deler boligområdene, renner i sør-nord retning, før den svinger mot øst på flata. Dalen munner ut ved den nedre delen av boligområdet.
Bilde 1 viser deler av boligområdet Varegga sett fra E6 mot sør. Gården Nordstu ligger på høyden. Planlagt boligområdet Varegga III ligger på nedsiden av den snøkledde skråningen. På toppen av denne skråningen (Nordstu) ligger det 4 hus, bak denne påtreffes en bratt fjellskrent.

Bilde 1: *Deler av boligområdet Varegga. Leirtaket og Kvernhusdalen ligger til venstre for veien.*

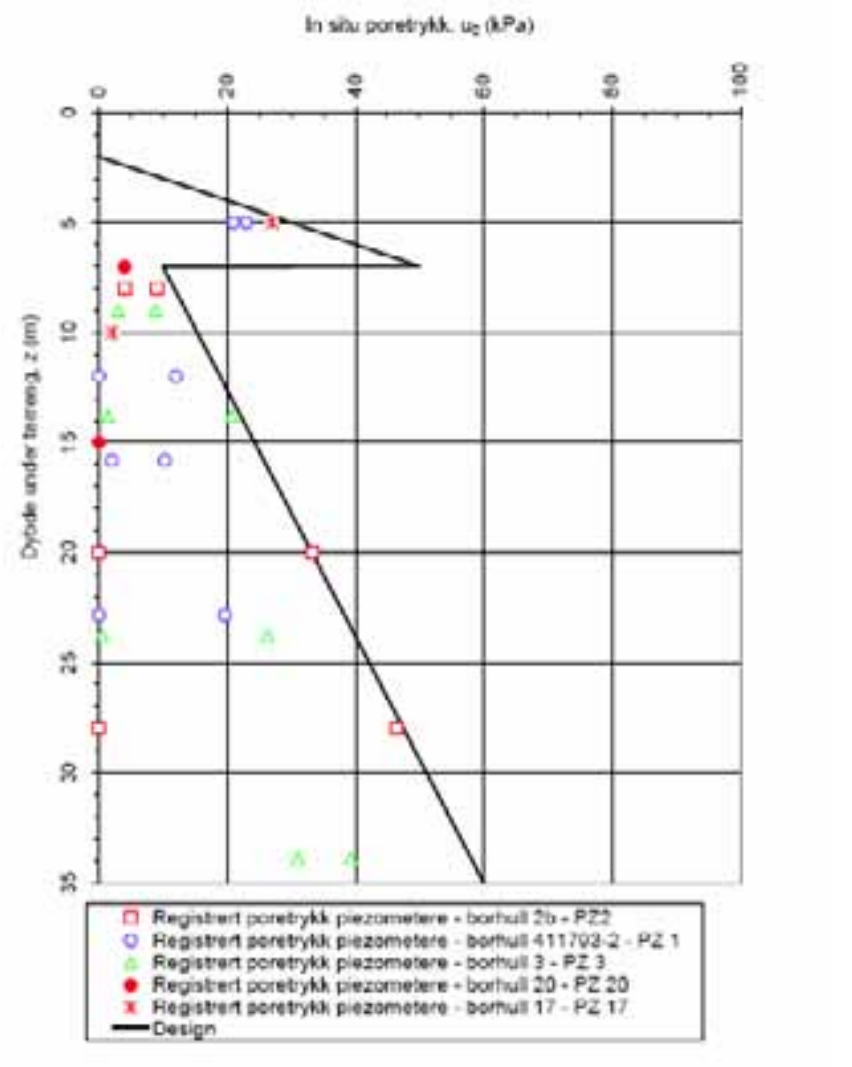
3.2.4. Grunn- og poretrykksforhold

Grunnundersøkelsene viser generelt at grunnen i området består av leire over kvikkleire som blir lagdelt i dybden. Overgangen til kvikkleire ligger generelt mellom ca 5 og 15 m under terreng. Det er registrert kvikkleiremektigheter på inntil ca 30 m i den nordlige delen av området. Generelt ligger mektigheten på rundt 8-10 m på store deler av området. Over kvikkleira er det i hovedsak middels fast leire, bortsett fra på toppen av skråningen i sør der det i tillegg er et gruslag på toppen (breelvavsetning, vist på det kvartærgeologiske kartet; Nordstu).

Poretrykksmålerne i bunn av skråningene viser generelt et hengende grunnvannsspeil, med lave poretrykk i dybden. På toppen av skråningene kan grunnvannet antas å ligge dypere, med drenering i dybden og lave poretrykk. Poretrykksmålinger fordelt i dybden er vist i figur 3.

Poretrykksmålere PZ1 og PZ17 ligger i bunn av en skråning og har et høyere poretrykk i toppen. PZ2, PZ3 og PZ20 ligger på toppen av en skråning, og viser ikke spesielt høye poretrykk i toppen. Det er utført 2 målinger for de fleste punkt, der siste måling viser lavere poretrykk enn første måling. Figuren viser også designprofil benyttet i beregningene, med en grunnvannstand 2 m under terreng som er hydrostatisk fra 2 til 7m, derfra 18% av hydrostatisk ned til 35 m dybde.

Figur 3: *Poretrykksfordeling i dybden (utsnitt tegning – 412688- 49A/7/).*



3.2.5. Kvikkleireutbredelse

Figur 4 viser utbredelse av kvikkleire på bakgrunn av grunnundersøkelsene. Disse viser generelt at det ikke er registrert kvikkleire i dalbunnen. Det kan antas at det er to kvikkleireforekomster/lommer som kiler ut mot bekken. Det er imidlertid registrert kvikkleire på større dybde under dalbunnen mot nord, som kan være en tredje kvikkleireforekomst. Kvikkleireforekomsten på Leirtaket kan antas å være sammenhengende og forsvinne mot høyden i sør og sørøst. På Varegga kan også kvikkleireforekomsten antas å være sammenhengende og gå inn under foten av skråningen opp mot høyden i sør, ved Nordstu. Kvikkleireutbredelsen mot nord og vest er noe usikker.

Figur 4: *Kvikkleireutbredelse på bakgrunn av grunnundersøkelsene (utsnitt tegning 412688-2A/7/).*

3.3. VURDERING OG KLASSIFISERING AV SONEN

3.3.1. Krav i veilederen

Sonen er klassifisert som høy faregrad ihht tidligere faregradsvurdering utført av NGI (www.skrednett.no). På bakgrunn av nye grunnundersøkelser var det behov en vurdering av områdestabiliteten og en ny faregradsvurdering av kvikkeleiresonen før utbygging. Dette på bakgrunn av topografi og grunnforhold og potensielle løsneområder. Ved vurdering av områdestabiliteten må både områder som kan rase ut og områder som kan ligge i et utløpsområde for et ras vurderes.

Boligbygging fører til tilflytting av mennesker og prosjektet plasseres derfor i tiltaksklasse K3. Dette krever en faregradsevaluering og stabilitetsanalyse, der det dokumenteres tilstrekkelig materialfaktor γ_m eller tilstrekkelig %-vis forbedring av stabiliteten. Videre innebærer tiltaksklasse K3 at det skal foretas skjerpet kontroll av geoteknisk rådgiving ihht. NS3480 (3.partskontroll).

3.3.2. Faregradsevaluering

Faregradsevalueringen er utført ihht. retningslinjer i NGI-rapport 20001008-2, rev. 2/4/. Tabell 1 viser grunnlaget for evaluering av faregraden, for mer forklarende tekst vises til ovennevnte rapport.

Tabell 1: Grunnlag for evaluering av faregrad, hentet fra /4/.

Faktorer	Vekt-tall	Faregrad, score			
		3	2	1	0
Tidl. skredaktivitet	1	Høy	Noe	Lav	Ingen
Skråningshøyde, meter	2	> 30	20 - 30	15 - 20	< 15
Tidligere/ nåværende terrengnivå (OCR)	2	1,0 – 1,2	1,2 – 1,5	1,5 – 2,0	> 2,0
Poretrykk Overtrykk, kPa Undertrykk, kPa	+3 -3	> + 30 > -50	10 – 30 - (20 – 50)	0 – 10 - (0 – 20)	Hydrostatisk
Kvikkleiremektighet	2	< H/2	H/2 – H/4	< H/4	Tynt lag
Sensitivitet	1	> 100	30 - 100	20 - 30	< 20
Erosjon	3	Aktiv/ glidning	Noe	Lite	Ingen
Inngrep Forverring Forbedring	+3 -3	Stor Stor	Noe Noe	Liten Liten	Ingen
Sum poeng		**51**	**34**	**16**	**0**
% av maksimal poengsum		**100 %**	**67 %**	**33 %**	**0 %**

Tabell 2 viser faregradsvurderinger for hele sonen med forklarende tekst. Det er tatt utgangspunkt i total høydeforskjell for hele sonen.

Tabell 2: Faregradsevaluering av hele faresonen, utført ihht /4/.

Faktorer	Vekttall	Score	Produkt	Merknad/vurdering
Tidl. skredaktivitet	1	2	2	Geologisk kart for området viser at området ligger i en gammel skredgrop. Det har også vært flere mindre lokale skred på området, både i ravinene i Leirtaket, sør for Varegga og lenger sør i Kvernhusdalen.
Skrånings-høyde	2	3	6	Total høydeforskjell mellom terrengrygg i sør (kt+100) og de flate partiene i nord (kt +50) ca H= 50 m.
OCR	2	1	2	Basert på tolking av CPTU-sonderinger ved topp skråning er gjennomsnittlig overkonsolideringsgrad i dybden OCR=2,0, basert på spissmotstand. OCR ved dalbunnen er høyere. I denne vurderingen settes OCR= 2,0.
Poretrykk	3/-3	0	0	Poretrykksmålinger indikerer mindre enn hydrostatisk fordeling i dybden. Antar imidlertid i denne sammenheng hydrostatisk.
Kvikkleire mektighet	2	3	6	Mektighet av kvikkleireforekomsten er registrert på opptil ca 30 m, dvs. > H/2, der H=50 m
Sensitivitet	1	3	3	Sensitiviteten er for enkeltprøver målt opptil St= 265 i kvikkleira (St>100)
Erosjon	3	3 (1)	9(3)	Det er pågående erosjon i dalbunn langs Kvernhusbekken og i ravinedaler sør og øst for Leirtaket. Erosjonen er spesielt stor i profil D opp mot Leirtaket og i profil K.(tall i parentes ved sikring av disse)
Inngrep	3/-3	0	0	Ingen inngrep. Gjelder for dagens situasjon og ny situasjon da det forutesttes at ny utbygging ikke skal forverre stabiliteten. Ved evt. framtidig sikring kan en forbedring mulig medregnes.
Poengverdi			**28(22)**	**Gir faregradsklasse "høy" ("middels" ved sikring)**

Faregraden er inndelt tre klasser /4/:

- Fareklasse lav: Poengverdi fra 0 til 17.
- Fareklasse middels: Poengverdi fra 18 til 25.
- Fareklasse høy: Poengverdi fra 26 til 51.

Basert på de nye vurderingene er sonen fortsatt klassifisert med **faregrad høy**. Denne vurderingen gjelder før eventuelle sikringstiltak. Ved erosjonssikring av Kvernhusbekken og erosjonsutsatte ravinedaler vil området få en lavere faregrad, og være klassifisert med middels faregrad, vist i tabell 2.

Det må bemerkes at det ved vurdering av faregrad ikke tas direkte hensyn til skråningshelning.

3.3.3. Områdestabilitet

Kvikkleiresonen ligger ved foten av bratte fjellskråninger der kvikkleiersonen avgrenses og mot vest på Nordstu på et høydedrag. Området vurderes derfor ikke å ligge i et utløpsområde for ras, men som et potensielt rasområde. De nedre delene av områdene kan imidlertid bli utsatt for ras fra den øvre delen av boligområdene.

3.3.4. Løsneområder

Leirtaket er meget ravinert. Skred i disse ravinene vil kunne ta med seg store deler av Leirtaket boligområde, men vil sannsynligvis ikke påvirke det planlagte boligfeltet på Varegga. Erosjonsutsatte raviner er anbefalt sikret.

Pågående erosjon i Kvernhusdalen opp mot Leirtaket og mot Varegga vil kunne være et potensielt løsneområde for kvikkleireskred. Selv et mindre skred her vil kunne ta med seg store deler av boligområdene, men vil sannsynligvis ikke påvirke den motsatte siden av området. Et skred opp mot Leirtaket vil derfor sannsynligvis ikke påvirke det planlagte boligområdet på Varegga.

På Varegga vurderes det mest kritiske profilet fra høyden Nordstu (sør for Varegga) og ned mot vest, der høydeforskjellen på skråningen er ca 55 m og med kvikkleire som går inn under skråningstopp. Det er her en ravine som graver seg inn i høydedraget mot sør. Et evt. skred her kan påvirke Varegga ved at hele skråningstoppen raser ut og drar med seg øvre deler av Varegga, inklusive det planlagte utbyggingsområdet. Et evt. skred i fra samme høydedrag mot nord vil kunne true hele det planlagte boligområdet med rasmasser.

3.3.5. Kritiske snitt

På bakgrunn av topografi og grunnforhold ble 4 snitt, alle på Varegga vurdert som mest kritiske med behov for stabilitetsberegninger; to profil ned fra høydedraget (Nordstu) i sør et mot nord og et mot vest, videre kalt nordskråningen (profil A, snøkledd skråning på bilde 1) og vest skråningen (profil G, ligger til høyre for høydedraget på bilde 1). De øvrige to var ned fra eksisterende boligfelt ned mot Kvernhusbekken (profil D og F). Også vist på tegning figur 6.

3.4. STABILITETSBEREGNINGER – BEHOV FOR TILTAK

3.4.1. Krav i NVE-veilederen

Sikkerhetsnivå mot utglidning representeres ved materialkoeffisient γ_m. Krav til sikkerhetsnivå i tiltaksklasse K3 og faregradsklasse "høy" er satt til $\gamma_m \geq 1{,}4$. Hvis det ikke kan dokumenteres tilstrekkelig sikkerhet, kreves tiltak for å øke sikkerheten. Sikkerheten må økes enten til $\gamma_m \geq 1{,}4$ eller til en **"vesentlig forbedring"** (heltrukket strek) ihht. NVE-retningslinjenes vedlegg 1, figur 4.1/3/, (gjengitt i vedlegg 2).

Videre stilles det krav til materialparametere og analysemetoder. Med hensyn til tolking av parametere fra CPTU-sonderinger anbefales tolkede verdier for skjærstyrke redusert med 10-15% i meget sensitiv leire/kvikkleire (dette gjelder også for blokkprøver)/3/. Ved uttak av parametere fra treaksialforsøk skal målte skjærstyrker fra aktive og passive og evt direkte forsøk tas ut ved samme tøyning for samtlige jordlag (prinsipp om tøyningskompabilitet).

Sikkerhet mot utglidning skal bestemmes både for dagens situasjon og for situasjon med drenert jordoppførsel, og for hendelser som kan medføre udrenert jordoppførsel og bruddutvikling. Dagens drenerte tilstand eller endring som er kritisk etter lang tid, for eksempel en utgraving analyseres med drenert aφ-analyse, mens udrenert tilstand analyseres med en udrenert s_u-analyse (avansert totalspenningsanalyse – såkalt ADP-analyse). Tørrskorpelaget/ forvitringssonen skal modelleres som et drenert aφ-materiale i både drenert og udrenert tilstand /3/. Aktuelle bruddtyper må vurderers.

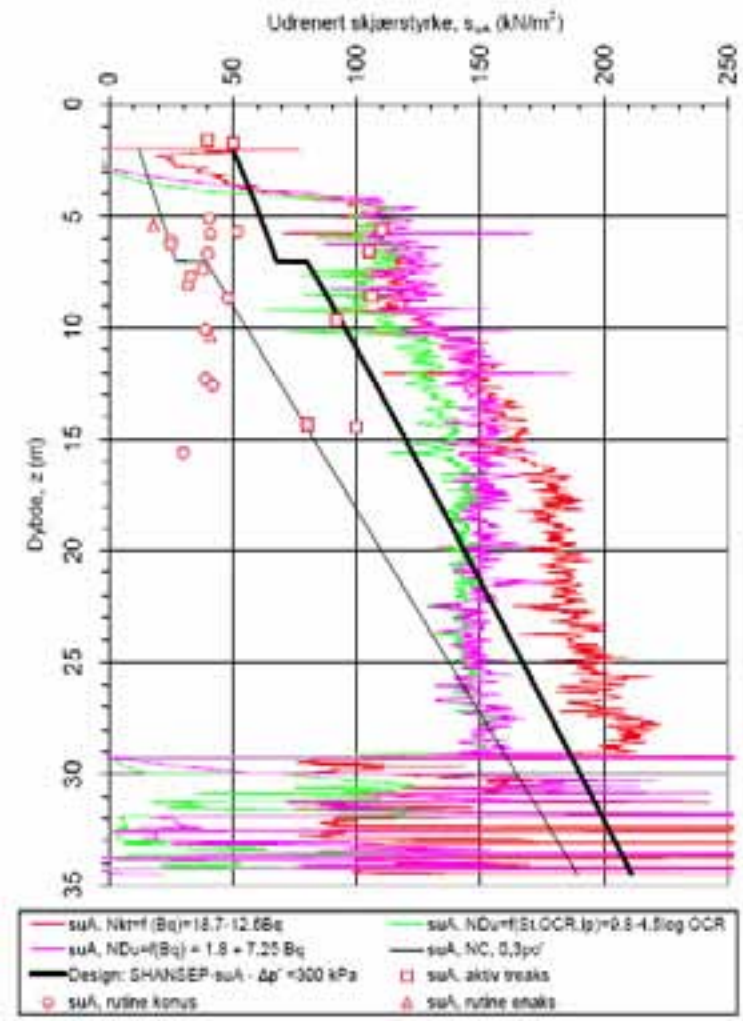
3.4.2. Bruddtyper

Aktuelle bruddmekanismer vurderes å kunne være retrogressive, dvs. bakovergripende der det er registrert kvikkleire i nivå over bekkebunn. Lokalstabiliteten ned mot bekken vil da være kritisk ved erodering fra bekken. Andre bruddmekanismer vurderes å være rotasjonsskred med dypere glidesirkler ned i kvikkleira. En kan også tenke seg flakskred eller en kombinasjon, dvs en sammensatt glideflate.

3.4.3. Styrkeparametre

Valgte styrkeparametere for udrenert skjærstyrke er hovedsakelig basert på utførte CPTU-sonderinger, med støtte i treaksialforsøk og andre laboratoriedata fra hele området. CPTU-sonderingene viste forholdsvis sammenfallende resultater med generelt noe overkonsoliderte forhold, sannsynligvis pga nederodering av terrenget. Ved tolking av CPTU er det benyttet en lineært økende poretrykkslinje basert på utførte poretrykksregistreringer som vist i figur 3.

Tolkning av CPTU-dataene gir aktiv udrenert skjærstyrke s_u^A på bakgrunn av $N_{\Delta u}$ og N_{kt}, basert på korrelasjoner med tidligere resultater fra blokkprøver/14/. Det er benyttet en B_q-korrelasjon både på poretrykks- og spissmotstandsbasert samt en korrelasjon på poretrykksbasis mot OCR, S_t og I_p /12/. Det er spesielt vektlagt spissmotstandsbasert tolkning i dybden. Tolket s_u^A for typisk snitt er vist i figur 5, som også viser designlinje for beregningene. I og med at tolkningsfaktorene fra CPTU er erfaringsverdier fra blokkprøver, så inkluderer designlinjene en reduksjon av styrken på 10-15%, som anbefalt for blokkprøver.



Figur 5. *Tolket suA borpunkt 2b (utsnitt tegning 412688–50 /6/).*

Det er utført en normalisering av skjærstyrken ihht SHANSEP-metoden. Dette ut fra tolking av CPTU-sonderinger samt erfaringsverdier for udrenert skjærstyrke i leirer jfr. ref /10/ og /11/ og Multiconsult's Espar-korrelasjoner /13/. Det er tatt utgangspunkt i en tolket prekonsolideringsspenning, p_c', ut fra en konstant tilleggsspenning (Δp') tolket fra CPTU/14/. Valgt styrkeprofil, lag og parametere for øvrig benyttet i beregningene er vist i tabell 3 (ref tabell 4 /6/ og tabell 1/7/) for leira/ kvikkleira. Beregninger på totalspenningsbasis er utført som ADP-analyser i en anisotropisk jordmodell. Tabellen viser også forhold mellom aktiv, direkte og passiv skjærstyrke som er vurdert fra erfaringsdata, blant annet basert på målt vanninnhold og plastisitetsindeks, Ip, ved hjelp av Multiconsult's program Espar og ref /10/ og /11/.

Effektivspenningsparametrene a (attraksjon) og tanϕ (friksjon) er dels valgt fra erfaringsverdier, dels tolket fra treaksialforsøkene og CPTU-resultatene. I alle beregningene er det benyttet effektivspenningsparametere for tørrskorpelaget.

Tabell 3: *Sammendrag av valgte styrkeparametre for karakteristiske lag(ref tabell 4 /6/ og tabell 1/7/).*

Materiale	Tyngdetetthet (kN/m^3)	Friksjon tan φ (-)	Attraksjon a, (kPa)	Udrenert skjærstyrke s_u (kPa)
Tørrskorpe	20.0	0.65	0	Beregnes drenert (topplag 2 m tykkelse)
Sand, grus	20	0,8	0	Beregnes drenert. Gjelder også for fyllmasse i motfyllinger.
Leire, siltig	20.0	0.55	10	Aktiv udrenert skjærstyrke: $s_{uA}= 0,25 \cdot OCR^{0.75} \cdot p_0`$ Direkte udrenert skjærstyrke, topp og bunn: $s_{uD}= 0,66 \cdot s_{ua}$ Passiv udrenert skjærstyrke, topp og bunn: $s_{uP}= 0, 31 \cdot s_{ua}$
Leire, meget sensitiv/ kvikk leire	19.0	0.40	10	Aktiv udrenert skjærstyrke: $s_{uA}= 0,25.OCR^{0.75} \cdot p_0`$ Direkte udrenert skjærstyrke, topp og bunn: $s_{uD}= 0,64 \cdot s_{ua}$ Passiv udrenert skjærstyrke, topp og bunn: $s_{uD}= 0,21 \cdot s_{ua}$
Sand/silt	19,0	0,6	10	Beregnes drenert (bunnlag)
Morene	19,0	0,8	10	Beregnes drenert (Bunnlag)

3.4.4. Beregninger og resultater

På grunn av vurderingene for områder med kritisk stabilitet ble det innledningsvis utført stabilitetsanalyser i 4 profil (Profil A, D, F og G). Disse ble utført både med aφ-analyse for langtidssituasjonen (udrenert tilstand) og med en udrenert s_u-analyse (avansert totalspenningsanalyse - ADP-analyse) for kortidssituasjonen, med parametere som vist i tabell 3.

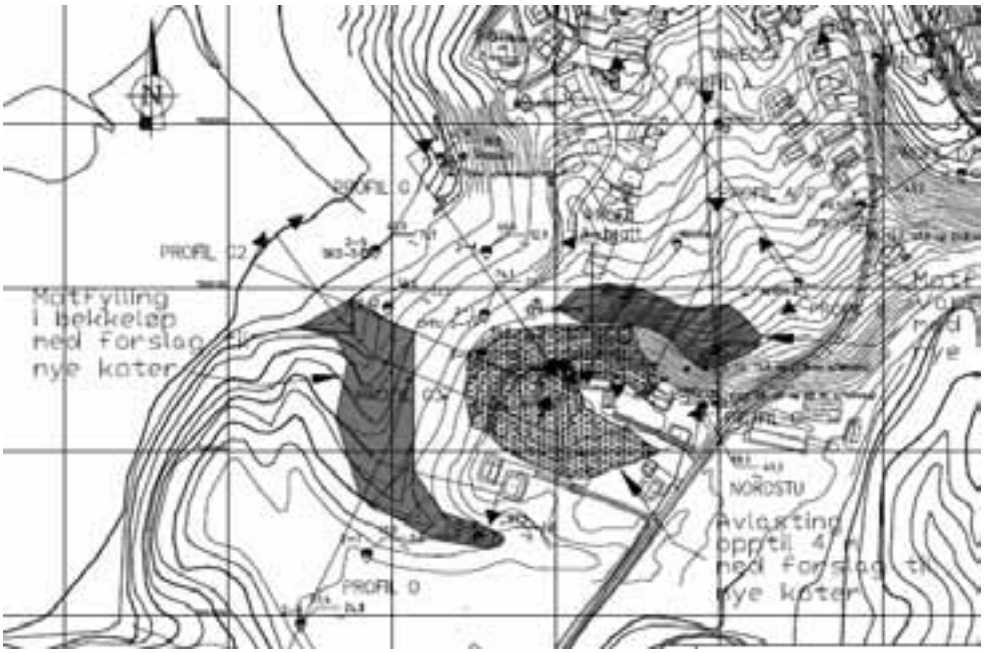
Stabiliteten ned mot Kvernhusbekken (profil D og F) ble vurdert tilfredstillende med en γ_m >1,4 både for langtids- og korttidssituasjonen. Skråningene ned fra høydedraget Nordstu (profil A og G) hadde imidlertid lavere sikkerhet enn kravene i NVE-veilederen på $\gamma_m \geq 1,4$ i begge situasjoner. Vestskråningen (profil G) hadde svært lav sikkerhet, og vil derfor være dimensjonerende for sikkerheten i området.

Senere og dels på bakgrunn av supplerende grunnundersøkelser ble det utført supplerende beregninger i vest- og nordskråningen ned fra høydedraget Nordstu (profil A-bratt og G2 i samme område som profil A og G, se figur 6). Dette for å komme fram til aktuelle sikringstiltak. Tiltakene måtte tilfredstille kravene til NVE-veilederen med en **"vesentlig forbedring"** av sikkerheten.

Aktuelle tiltak ble vurdert å være:

1. Kun motfylling i bunn av skråningen med nedslaking av skråning i mest kritiske profil mot Varegga (A-bratt)
2. Avlasting på toppen og nedslaking av skråningen med motfylling mot Varegga og i bekkedrag.
3. Kombinasjon med avlasting og motfylling i bunn.

Figur 6 viser området med kritiske profil med forslag til tiltak under punkt 2 over.



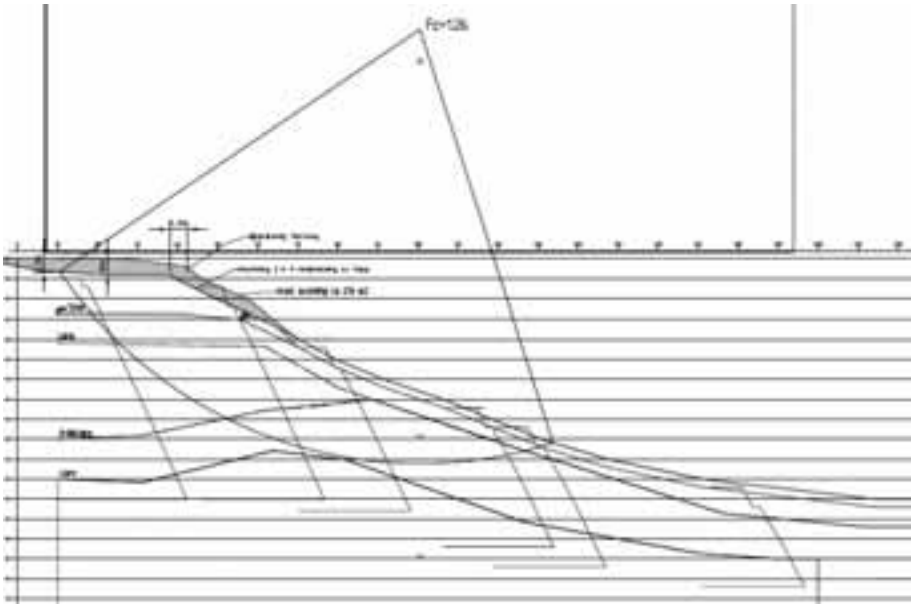
Figur 6: *Området Nordstu med profiler og tiltaksplan (utdrag av tegn. 411793-4/7/).*

Resultater fra et utvalg av beregningene for dagens situasjon og ny situasjon i mest kritiske snitt er oppsummert i tabell 4 (ref tabell 2/7/) på korttids totalspenningsbasis, ADP-analyse. I dagens situasjon viser beregningene at sikkerheten er for lav i alle de beregnede profiler både i vest- og nordskråningen, men at sikkerheten kan forbedres og tilfedstille kravene ihht retningslinjene, vedlegg 1, figur 4.1. Det er behov for opptil 11 % forbedring i det mest kritiske profilet, G2, se figur 7.

Tabell 4: *Beregnede sikkerhetsfaktorer for utførte stabilitetsanalyser, ADP-analyse og krav til %-vis forbedering i de mest kritiske snittene ihhv nord- og veststkråningen /7/.*

Profil	**Dagens sit**	***Krav %-vis forbedring γ_m**	**Stabiliseringstiltak**	**Ny situasjon Beregnet γ_m**
Profil A-bratt (nord skråning)	1,22	6,5%→ Ny sikkerhet $\gamma_m \geq 1,31$	**Alt 2/3, motfylling og avlasting topp;** Nedslaking av skråningen fra ca 1:1,8 til ca 1:2,3	1,33
Profil G2 (vestskråning)	1,11	11%→ Ny sikkerhet $\gamma_m \geq 1,23$	**Alt 1, Motfylling**. Motfylling fra kt 45 til kt 73, med 5 m høyde i 60 m bredde.	1,24
			Alt 2a, Avlasting 3 m og nedslaking av terrengtopp	1,23
			Alt 2b, Avlasting 4 m og nedslaking og flytting av skråingstopp 4,4 m.	1,26 (ref figur 7)
			Alt 3, motfylling og avlastning 2m. Motfylling fra ca kt 47.5 til 62.5, 2m høyde i 29 m lengde.	1,23

* På bakgrunn av NVE-veilederen, vedlegg 1, fig 4.1.



Figur 7: *Mest kritisk snitt med forslag til tiltak ihht pkt 2(utdrag av tegning 411793-302b/7/).*

I ravinen sørvest for høydedraget viser beregninger at det er behov for begrenset tiltak med ca 1 m heving av bekkeløpet og noe motfylling opp mot skråningen. I bunn av bekkedalen må det påregnes opptil 3-4 m fylling i dalbunn. Dette uavhengig av valg av løsing for vestskråningen ned mot Varegga.

3.5. TILTAKSVURDERING

Beregningene viser at alle de foreslåtte løsningene er gjennomførbare. For å vurdere alternativene opp mot hverandre må det utføres en konsekvens- og kostandsvurdering. Som grunnlag for dette ble det utført en masseberegning som vist i tabell 5 (ref tabell 3/7/).

Tabell 5: *Masseberegning, stabiliseringstiltak (ref tabell 3/7/).*

Beskrivelse hovedutførelse	Motfylling (m3)	Avlasting (m3)	Massebalanse (m3)*
Alternativ 1 – Motfylling	Ca 62500	Ca 2500	Ca +60000
Alternativ 2 - Avlasting	Ca 13000	Ca 14500	Ca -1600
Alternativ 3 - Kombinasjon	Ca 18000	Ca 11500	Ca +6500

* Massebalanse = motfylling – avlasting. Forutsetter at avlastet masse kan benyttes som motfylling.

Alternativ 1 med motfylling vil gi en uforholdsmessig stor fylling som går langt opp i skråningen. Dette er ikke en spesielt god løsning geoteknisk og anses anleggsmessig å være den mest kritiske løsningen.

Alternativ 2 og 3 krever senking av terrenget på toppen og er geoteknisk sett en mye bedre løsning. Dette krever midlertidig flytting av et hus på toppen av skråningen og en avlasting på nedsiden av nabohuset i skråningen ned mot Varegga. Hvis huset på toppen uansett må flyttes, anses alternativ 2 som den beste løsningen og da med opptil 3-4 m avlasting på toppen. Alternativ 2 gir også best massebalanse. De økonomiske konsekvensene med midlertidig flytting av eksisterende hus må imidlertid tas med i betraktingen.

Vi vurderte alternativ 2 med avlasting på toppen med begrenset motfylling på Varegga og i bekkedalen som den beste løsningen. Dette på tross av at det medfører midlertidig flytting av bolighus og avlasting langs nabohuset mot skråningen ned mot Varegga. Forslag til tiltak er vist i prinsipp vist på figur 4 og 7.

3.6. 3. PARTSKONTROLL

Tiltaksklasse K3 innebærer at det skal foretas skjerpet kontroll av geoteknisk rådgiving iht. NS3480 (3.partskontroll).

Kontakt med 3.partskontrolløren, Rambøll AS, ble opprettet før oppstart med et møte hos oppdragsgiver, der det ble enighet om framgangsmåte. Dette for å få en smidig gjennomføring av oppdraget og for unngå unødvendig arbeid. Før oppstart i felt ble borplan oversendt med en beskrivelse av observasjoner gjort ved befaring og begrunnelse for plassering av borpunkt /8/. Etter utførte grunnundersøkelser ble det avholdt et møte med 3.partskontrollør der datarapport ble overlevert og gjennomgått. I dette møtet ble også vår vurdering av kritiske snitt, hvilke beregninger vi så for oss og prinsipper for valg av parametere og tolkning av lagdeling gjennomgått. Dette for å ha et likt syn på videre arbeid og evt komme med innspill. På bakgrunn av dette ble det enighet om behov for supplerende poretrykksmålinger, mens det for øvrig var det enighet om prinsippene. Dette ble oppsummert i et notat /9/ som ble oversendt 3.parts kontrollør før utførelse av beregninger.
Etter utførte beregninger og vurderinger ble resultatene oversendt 3.partskontrollør. Før videre vurderinger med tiltaksløsninger ble dette diskutert med 3.partskontrollør. De siste dokumentene (for Block Watne) er nå hos 3.parts kontrollør til vurdering.

3.7. SAKSGANG - ANSVARSFORDELING

Prosjektet med kartlegging av kvikkleiresonen og arbeidene etterpå har vært omfattende og kostandskrevende. Regningen for arbeidene har blitt fordelt mellom utbygger Block Watne, NVE og Melhus kommune. Melhus kommune har vært svært oppegående vedrørende saken og inviterte oss underveis, etter at den første rapporten med vurderinger forelå, til møte i Formannskapet. Der hadde vi en presentasjon vedrørende saken med hensyn til den lave sikkerheten og aktuelle tiltak. Vi vurderte tidlig at avlasting på toppen og midlertidig flytting av spesielt et hus var aktuelt. Kommunen inviterte senere til et informasjonsmøte for naboene i området. Der presenterte vi våre resultater og vurderinger, behov for supplerende grunnundersøkelser og framla aktuelle tiltak som direkte berørte partene.

Etter vår endelige vurdering er det nylig avholdt et møte med utbygger Block Watne, kommunen, NVE og Multiconsult for å diskutere videre framgangsmåte. Det ble enighet om at NVE skulle ta seg av sikringsarbeidene i ravinen og at Block Watne skulle ta kontakt med den aktuelle huseier for å kunne komme fram til en forenlig løsning vedrørende boligforholdene. Enten ved å gi dem en midlertidig bopel eller tilby en annen tomt.

Pga den lave sikkerheten og faren for kvikkleierskred har vi i denne saken hele tiden vurdert at sikring av vestskråningen bør utføres uansett om Block Watne skulle bygge ut videre, og at dette derfor er kommunens ansvar (evt NVE). Dette er imidlerid ikke noe direkte krav i NVE-veilederen, da den i prinsippet kun gjelder for nybygg. Vi vurderer videre at om Block Watne lar være å bygge vil behovet for sikring av nordkråningen ikke være tilstede. Sikring av nordskråningen anses derfor som Block Watne sitt ansvarsområde.

Kommunen innser at med dagens viten ville ikke det aktuelle huset på toppen av nordskråningen blitt tillatt bygget slik det ligger i dag.

4. ANDRE EKSEMPLER – PROBLEMSTILLINGER OG ERFARINGER

4.1. BJØRGMYRAN – STJØRDAL

På oppdrag for Stjørdal Eiendomsutvikling AS har Multiconsult utført supplerende grunnundersøkelser, faregradsvurdering med vurdering av tiltak i forbindelse med bebyggelsesplan for boligutbygging på Bjørgmyran vest i Stjørdal kommune. Området er registrert i en kvikkleiresone med lav faregrad.

Deler av området er allerede utbygd og ligger på en skråningstopp ved elva Fugla som tidligere er forbygd av NVE. Det har tidligere gått ras i området som utløste sikring av elva. Multiconsult har tidligere utført grunnundersøkelser og vurderinger før NVE-veilederen tredde i kraft. Disse vurderingene konkluderte med at deler av områdene kunne bebygges, men at det var behov for supplerende grunnundersøkelser og sannsynligvis behov for stabiliserende tiltak for å bebygge de ytterste tomtene mot elva.

Da oppdragsgiver kom tilbake for supplerende grunnundersøkelser og vurdering av tiltak hadde NVE-veilederen trådt i kraft og vi måtte forholde oss til denne. Dette har ført til en betydelig merkostnad for oppdragsgiveren ved behov for mer omfattende grunnundersøkelser for å kartlegge sonen, faregradsvurdering og mer omfattende stabilitetsberegninger, ref Multiconsult rapport 410667-1-1 /15/ samt 3.partskontroll. Kvikkleireutbredelsen på bakgrunn av undersøkelsene er vist på figur 8. Undersøkelser utført for Stjørdal kommune for omlegging av ledningstrase langs RV704 /17/ og supplerende boringer for boligområdet viser imidlertid at det er meget sensitiv leire også utenfor det markerte området. Grunnundersøkelsene har dermed også ført til at områder som tidligere kunne bebygges uten ytterligere grunnundersøkelser nå forutsetter en sikring av området før det kan bebygges/16/. Det stilles også spørsmålstegn ved faren for at området kan ligge i utløpsområde for et kvikkleireras oppstrøms elva Fugla. Vi har i denne sammenheng vært i kontakt med Stjørdal kommune (og NVE), hvor vi foreslår supplerende grunnundersøkelser som grunnlag for vurdering av dette.

Stabilitetsanalysene viser at skråningsstabiliteten er svært dårlig, dette i kontrast til faregraden. Skråningshøyden er begrenset til 10 m. Aktuelle sikringstiltak er avlasting på skråningstopp. Å gjøre noe med selve bekkeløpet er mindre aktuelt, da elva allerede er steinsatt og erosjonssikret. Dette arbeidet ble utført på slutten av 1990-tallet. Det ble ikke utført spesielle tiltak for å bedre stabiliteten, dette ble heller ikke vurdert. Evt nye tiltak i eleveløpet vil sannsynligvis ikke bli prioritert av NVE, dvs at oppdragsgiver i så fall må bekoste dette. Da eksisterende bebyggelse dels også ligger på skråningstopp er det vanskelig å avlaste hele området på toppen. Detaljering av tiltakene gjenstår.

Figur 8: *Kvikkleire område, boligområde Bjørgmyran. Skraverte hus er eksisterende, de øvrige planlagte(utsnitt tegning 410667-1-1A/16/).*

Reguleringsplanen var godkjent av kommunen før NVE-veilederen trådte i kraft og en utbygging for 2 år siden kunne vært igangsatt. Tiltak for å sikre de ytterste tomtene ville også da ha vært nødvendig eller det kunne vært bestemt at disse tomtene ikke skulle bygges ut og dermed sluppet sikringstiltak.

Det har vært stor frustrasjon hos oppdragsgiver, som har hatt vanskeligheter med forståelse av konsekvensene av NVE-veilederen. De vil nå bygge ut et byggetrinn 1, som ikke omfatter den ytre delen av sonen. Tiltakene vil ikke forverre områdestabiliteten og vi vurderer at boligene kan bygges, men at innflytting ikke kan tillates før sonen er sikret ihht til veilederen /16/. Dette er et pradoks da oppdragsgiver, som selv bor på kanten av skråningen i området, bor der. Det kan tolkes slik at nye innbyggere er mer verdt enn eksisterende.

4.2. RANHEIM SKOLE – TRONDHEIM

Trondheim kommune planlegger bygging av ny Ranheim skole. Skoletomta ligger på et oppfylt område i Ranheimsfjæra. Multiconsult AS har utført geotekniske (og miljøgeologiske) grunnundersøkelser på skoletomta /18/. Hverken skoletomta eller områdene i sjøen utenfor har kvikkleire i grunnen. På NVE`s faresonekart for kvikkleire er hele området ovenfor skoletomta markert uten skravur for kvikkleire. Siden det tidligere var utført mange grunnundersøkelser i Ranheim-området ble det ikke antatt å være noen sammenhengende store kvikkleiresoner her.

Da vi begynte å gjennomgå tidligere grunnundersøkelser, viste det seg likevel at det kunne være betydelige kvikkleireforekomster i området ovenfor skoletomta. Siden disse forekomstene ligger på et høyere nivå enn skoletomta, måtte risikoen for om skoletomta kunne ligge i utløpsområdet for kvikkleireskred vurderes. For å avgrense sonene med kvikk og sensitiv leire, samt få tilstrekkelig grunnlag for vurderingene av rasfare, ble det utført et betydelige omfang supplerende grunnundersøkelser/19/.

Det ble funnet tre kvikkleiresoner som kan representere en trussel for skoletomta; se figur 9.

Figur 9: *Påviste nye kvikkleiresoner(rød skravur) på høyere nivå hvor utrasing kan true skoletomta(blå skravur.)(utsnitt av tegning 412975-7/19/).*

Stabilitetsberegninger viste tilfredsstillende sikkerhet mot ras i alle disse sonene. Beregnet sikkerhetsfaktor er imidlertid på kritisk nivå (sikkerhetsfaktor γ_m =1,4) i kvikkleiresonen nærmest skoletomta. På grunn av liten overdekning over kvikkleira kan eventuelle terrenginngrep i denne sonen også lett gi økt rasfare. Streng oppfølging av framtidige bygge- og anleggsarbeider i denne sonen er derfor spesielt viktig også for skoletomta.

Selv om skoletomta ligger helt ytterst ut mot sjøen og på fast leire, møtte vi stor forståelse hos oppdragsgiver for at det måtte utføres omfattende undersøkelser av kvikkleireproblematikken for dette prosjektet for å kunne tilfredsstille retningslinjenes krav. Dette skyldes trolig at Trondheim kommune i lang tid har hatt sterk fokus på kvikkleire. Det er også gunstig at de har egen fagansvarlige geotekniker i kommunen. Kommunen så også verdien i å gjennomføre undersøkelsene med tanke på andre prosjekter som vil komme i Ranheimområdet.

Vi synes likevel det er et tankekors at nye prosjekter utløser krav til omfattende kartlegging og dokumentasjon av rassikkerhet i store og allerede utbygde områder slik som her. I dette tilfelle vil trolig flere av elevene og kanskje også ansatte på den nye skolen bo innenfor en av kvikkleiresonene i nærheten av skolen. Likevel er det sikkerheten knyttet til opphold på skolen som er tema. I andre prosjekter frykter vi disse omfattende kravene til utredning kan bli langt tyngre å kommunisere overfor oppdragsgiver.

4.3. TORBJØRN BRATTSVEI, NARDO – TRONDHEIM

Multiconsult er nylig forelagt et reguleringsplanforslag med utbygging av nye næringsbygg i et område med eldre næringsbygg som skal rives. Utbyggingsområdet ligger ved Torbjørn Bratts vei i dalen sørøstover fra Gløshaugen mot Omkjøringsveien.

Dalen er dannet ved et større kvikkleireras. Tidligere grunnundersøkelser viser at det ikke er kvikk eller sensitiv leire på selve tomta, men i skråningen øst for tomta opp mot Moholt er det markert en større kvikkleiresone; Kvikkleiresone 189 Nardo Nordre med lav faregrad, se figur 10 (se også figur 13). Hele skråningen er utbygd med boliger. Det er kun gjort spredte grunnundersøkelser fra før i boligområdet.

Figur 10: *Utbyggingsområdets plassering i forhold til faresonen*

Siden utbyggingsområdet ligger i utløpsområdet for et eventuelt kvikkleireskred, vil utbyggingen utløse krav til å undersøke og vurdere stabiliteten i hele boligfeltet i henhold til veilederens krav. Vi har meddelt dette til utbyggeren/20/, men foreløpig ikke fått hans reaksjon på det. Vi har også anbefalt utbygger å drøfte spørsmålet med bygningsmyndigheten.

4.4. HORNEBERGVEIEN, FOSSEGRENDA – TRONDHEIM

Multiconsult har på oppdrag av Hornebergveien 4 AS vurdert planlagt næringsbygg. Området ligger utenfor en kvikkleresone men i mulig utløpsområde for kvikkleiresone, 196 Stubban med middels faregrad (se figur 13).

Multiconsult har utført grunnundersøkelser med geotekniske vurderinger, stabilitetsberegninger og faregradsvurdering/32/. Tomta har gode fundamenteringsforhold, fast overkonsolidert leire og rekonsoliderte rasmasser. Området ligger i utløpsområde for kvikkleiresone, og i henhold til veileder skal det undersøkes om tomta kan bli berørt dersom sonen raser ut. Utbygger må koste grunnundersøkelser og vurderinger av fare for kvikkleireskred, selv om hans prosjekt ligger på "god grunn" og tiltaket ikke medfører endring i stabilitetsforholdene.

4.5. UTLEIR ØST – TRONDHEIM

Multiconsult AS utførte på oppdrag for Heimdal Utbyggingsselskap flere grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger for området Utleir Øst i Trondheim. Dette skjedde før veilederen trådte i kraft. Det ble registrert sensitiv leire, men ikke kvikkleire, ved disse undersøkelsene, men sensistiv leire /22/. Dette området er nå dels utbygd. Området ligger innenfor kvikkleiresonen 193 Blakli, med middels faregrad (se figur 13).
I det øvrige området ble Multiconsult engasjert av Trondheim kommune for å utførte grunnundersøkelser for omlegging av VA-ledning i forbindelse med planlagt ny barnehage. Ved denne grunnundersøkelsen ble det oppdaget kvikkleire like under bekkebunn/23/. I mellomtiden hadde vi også utført grunnundersøkelser for Tomset som lå på andre siden av Steindalsbekken, og for øvrig område på Utleir Øst (felt B6). Det ble registret kvikkleire i begge disse områdene. På bakgunn av dette så vi behov for en områdevurdering ihht NVE-veilederen. Det ble utarbeidet en datarapport som sammenstilte alle utførte grunnundersøkelser i området, ref Multiconsult rapport 412831-1/24/ som grunnlag for vurderingene.
Prosjektet kommer i tiltaksklasse K3 med tilflytting av mennesker og offentlige institusjoner. På bakgrunn av dette ble det utført faregradsvudering og stabilitetsberegninger/25/. 3. parts kontroll ble utført av Rambøll AS.
Beregningene viste at områdestabiliteten var tilfredstillende både for dagens situasjon og for planlagte tiltak/25/.

4.6. KVERNBEKKEN OG LAVULIA – MERÅKER

4.6.1. Innledning

På oppdrag fra NVE har Multiconsult utført grunnundersøkelser med vurderinger for Kvernbekken og Lauvlia i Meråker. Kvernbekken ligger innenfor kvikkleiresone 1360 Merakernes/1359 Knippet med middels faregrad og Lauvila innenfor kvikkleiresone 1358 Lauvlia også med middels faregrad, se figur 11.

.

Figur 11: *Kvikkleiresone Merakernes, Knippet og Lauvila i Meråker*

4.6.2. Lauvlia

Området ligger på et platå med opptil 30 m høy skråning ned mot Stjørdalselva. Det er erosjon og overflateras i dalskråningene med påvist kvikkleire på deler av området. Området består av landbruksbebyggelse, skole og institusjonsbygg. I tillegg til supplerende grunnundersøkelser, stabilitetsberegninger/vurderinger er det også utført en faregradsvurdering.

De første vurderingene utført i 2005/2006/26/ før NVE veilederen ble gjeldende og supplerende undersøkelser 2007/2008 /27/ etter at denne var gjeldende. Området har ingen tilflytting, men innehar viktige samfunnsfunksjoner og som medfører at området behandles etter tiltakskategori K3. Dette utløser krav om faregradsevaluering, stabilitetsberegninger og 3. partskontroll.

Kvikkeleiresonen ble avgrenset etter supplerende undersøkelser/28/. Stabilitetsberegningene gir tilstrekkelig beregningsmessig sikkerhet, og dermed ikke behov for stabilitetsforbedrende tiltak. Likevel vil initialras i elveskråninga på grunn av erosjon medføre redusert sikkerhet slik at det er foreslått forsterkning og utvidelse av eksisterende elveforbygning, samt sikring av pågående erosjon i sideraviner.

4.6.3. Kvernbekken

Området består av en dyp bekkedal (30 m) med kvikkleire under hele området. Det er erosjon og overflateras i dalskråninger. Området på toppen av dalsidene består av jordbruksområder og med landbruksbebyggelse.

Som for Lauvlia ble de første vurderingene utført i 2005/2006/29/ før NVE veilederen hadde trådt i kraft. De supplerende grunnundersøkelsene ble utført i 2007/2008 /30/, etter NVE veilederen var trådt i kraft. Undersøkelser og vurderinger er utført i forbindelse med nærmere undersøkelse av kvikkleiresonen. Innledende beregninger ga for lav beregningsmessig sikkerhet. Det er ikke planer om nye tiltak i området, og NVE veilederen gjelder derfor ikke direkte. I samråd med NVE ble det vurdert at det skulle utføres tiltak som hever sikkerhetsnivået på de mest utsatte strekninger (de bratteste dalsidene). For å sikre bekkeløpet og skråningen er det beskrevet heving av dalbunnen med 2-3 m på deler i tillegg til

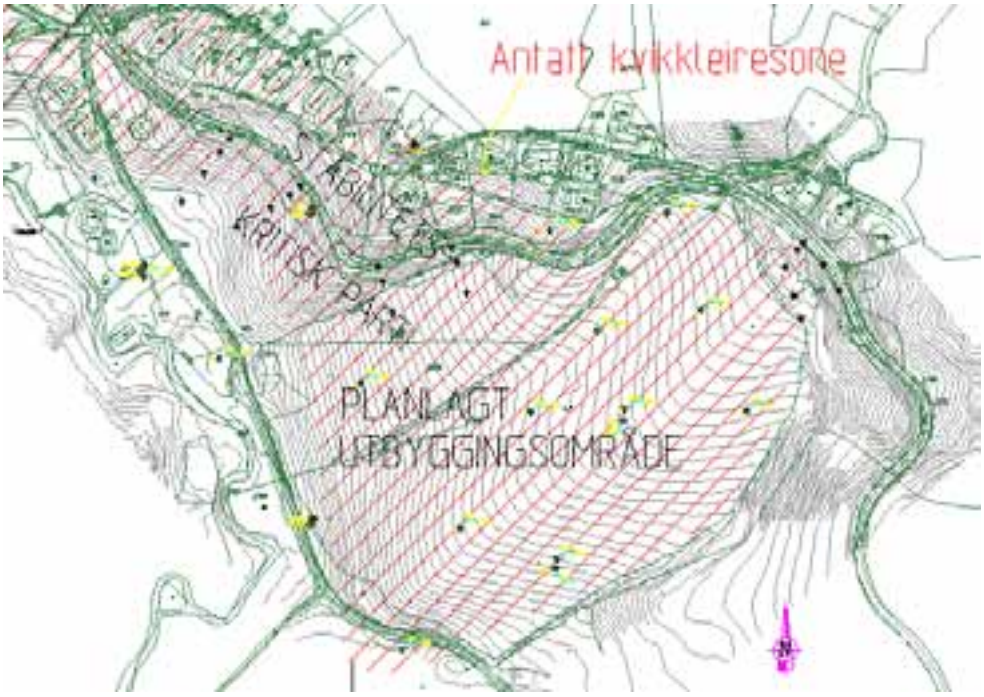
sikring/plastring av bekkeløp der det er synlig erosjon. Sikring og plastring av overflateras gjøres på øvrig del. Tiltaket gav en beregningsmessig økning i sikkerhet på 3-5 % /31/. Økning av sikkerhetsnivå i henhold til veilederen ville gitt uforholdsmessige store økonomiske konsekvenser.

4.7. KVAMSLIA – ORKDAL

4.7.1. Terreng og grunnforhold – krav i hht til veilderen

Multiconsult utførte i 2006 grunnundersøkelser for en regulereingsplan for småhusbebyggelse i Kvamslia i Orkdal kommune/33/. Grunnundersøkelsene påviste kvikkleire i området. Området har tidligere vært et svært kupert ravinelandskap, men på 1980-tallet ble det foretatt en terrengplanering og selve utbyggingsområdet ligger med relativt slake skråninger mot dalbunnen i sør. Kvikkleira ligger relativt dypt under dagens terreng og stabilitetsberegninger viste god sikkerhet mot utglidning i planområdet.

Vest for planområdet ligger eksisterende bebyggelse langs en terrengrygg. Dette området er ikke terrengplanert og fra eksisterende bebyggelse og ned mot dalbunnen er det en høydeforskjell på ca. 50 m, med en gjennomsnittlig helning mellom 1:2,5 og 1:3. Lokalt finnes partier med større helning. Ned langs dalsiden går Fv 470 ca. midt oppe i skråningen, der vegen stort sett går i halvskjæring, se figur 12.



Figur 12: *Kvikkleiresone Kvamslia, Orkdal kommune.*

Området ligger ikke i et angitt fareområde, men pga. registrert kvikkeleire i grunnen hadde NVE og Fylkesmannen i Sør-Trøndelag innsigelse til reguleringsplanen, med referanse til NVEs retningslinjer 1-2007. Innsigelsen gjelder inntil det er foretatt:

- Geografisk avgrensing av kvikkleiresonen som ligger i eller berører planområdet.
- Faregradsevaluering av sonen inkludert de delene som evt. ligger utenfor planområdet
- Beregninger av områdestabilitet for dagens situasjon og evt. endringer i områdestabilitet etter utbygging.

Undersøkelsene for reguleringsplanen ble ikke vurdert som tilstrekkelige til å avgrense utbredelsen av kvikkleireforekomsten og supplerende grunnundersøkelser ble derfor utført i 2008/34/. På bakgrunn av er kvikkleireutbredelsen ned mot dalbunnen i sør, mot øst og mot toppen av høydedraget i nord avgrenset. Mot vest er utbredelsen noe usikker, men det er vurdert at kvikkleira her har en beliggenhet så dypt under dagens terreng og tilstøtende vassdrag/dalbunner, at det ikke anses som hensiktsmessig med en mer detaljert avgrensing i forhold til den aktuelle reguleringsplanen. Figur 12 viser utbyggingsområdet og kvikkleire utbredelsen.

4.7.2. Faregradsevaluering og områdestabilitet

Det er utført en faregradsevaluering av sonen ihht. retningslinjer i NGI-rapport 20001008-2, rev. 2/4/. Denne gav faregradsklasse ”Lav” også etter utbygging ihht. reguleringsplanen.

Utbygging til boligformål medfører at tiltaket plasseres i tiltaksklasse K3. Med tiltaksklasse K3 og faregradsklasse ”Lav” kreves det $\gamma_m = 1,4$ eller en ”forbedring” av sikkerhetsnivået ihht. NVE-retningslinjenes vedlegg 1, figur 4.1/3/ (gjengitt i vedlegg 2) samt skjerpet kontroll av geoteknisk rådgiving ihht. NS3480. Denne skal i dette tilfelle utføres av Rambøll Norge AS.

Med grunnlag i utførte undersøkelser er vår konklusjon at områdestabiliteten er tilfredsstillende, $\gamma_m > 1,4$, for hele det planlagte boligområdet.
Imidlertid viser beregninger at stabiliteten i skråningen under den eksisterende bebyggelsen vest for planområdet har lav beregningsmessig sikkerhet:

- Avanserte totalspenningsanalyser (ADP) indikerer en sikkerhetsfaktor på ca. $\gamma_m = 1,1$
- Effektivspenningsanalyser basert på treaksialforsøk og målte poretrykk i flere lokaliteter og nivåer i skråningen gir en sikkerhet på ca. $\gamma_m = 1,2$.

Kvikkeleira har ikke utbredelse ut mot elver/bekker. Det er heller ikke registrert pågående erosjon som kan medføre initialskred som igjen kan medføre udrenerte tilstander som kan true totalstabiliteten. Kvikkleira ligger som nevnt dypt under dagens terreng. Det er målt poretrykk over ca. 1 år for å registrere eventuelle årstidsvariasjoner.

4.7.3. Praktiske problemstillinger knyttet til krav i NVEs retningslinjer

I NVE-veiledingen/3/ er det presisert at kravene til sikkerhetsnivå gjelder ny utbygging, mens eksisterende bebyggelse må vurderes ut fra samfunnsøkonomiske hensyn etc.
I dette tilfellet vil planlagt utbygging ikke påvirke stabiliteten i det stabilitetskritiske området. Samtidig kan et eventuelt ras i skråningen ved den eksisterende begbyggelsen i verste fall kunne influere på et større område som også påvirker området for planlagt bebyggelse, da det må påregnes at det er sammenhengende kvikkleire mellom de to områdene.
Det oppstår et spørsmål om hvilke krav som skal legges til grunn og hvilke tiltak som evt. skal iverksettes.
Dersom sikkerhetskrav for ny bebyggelse skal benyttes, vil det være krav til 7-8 % forbedring av stabiliteten, med utgangspunkt i resultater fra ADP-analyse med beregningsmessig $\gamma_m = 1,1$.

I den bratte skråningen under eksisterende bebyggelse er det vanskelig å forestille seg effektive tiltak uten å foreta en terrengavlastning på toppen av skråningen. Dette vil kreve midlertidig fjerning av flere hus, noe som vil være meget omfattende og praktisk komplisert. Hvis området likevel ikke blir regulert til småhusbebyggelse, og det ikke blir snakk om noen tilflytting, vil det ikke være krav om minimum sikkerhetsnivå. I en slik situasjon vil dette området trolig ikke bli høyt prioritert ut fra kost/nytte-vurderinger. Vi mener imidlertid at sikkerheten i området er såpass lav at tiltak bør vurderes uavhengig av veilederen. Dette vil i så fall være kommunens ansvar.

I denne saken er lokalpressen interessert i resultater av de geotekniske vurderingene, og det er utfordringer til hvordan dette skal kommuniseres ut på en fornuftig måte.

5. ERFARINGER – DISKUSJON

5.1. INNLEDNING

Bruken av NVE-veiledningen gir størst utfordringer i tettbebygde strøk der eksisterende bebyggelse blir berørt. Bruken er enklest i jomfruelig terreng, der tiltak kan iverksettes uten at det berører andre parter. Dette er imidlertid realiteten i et fåtall prosjekt.

For å lette bruken av NVE-veilderen krever det en forståelse av innholdet og hensikten både fra kommunene og oppdragsgiver. Hensikten med NVE-veilederen er god, men vil fordyre enkeltprosjekter betydelig ved behov for mer omfattende grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger, i tillegg til selve faregradsvurderingen. Det kan også kreve grunnundersøkelser og tiltak i områder langt utenfor det aktuelle prosjektet.

I denne sammenhengen er det derfor viktig å få planmyndighetene på banen og gi dem en forståelse av veilederen og hensikten med denne. Vi opplever at veilederen også er lite kjent i kommunene, og spesielt i små kommuner som ikke har ansatte med geoteknisk kompetanse. NVE, og oss andre som jobber med den, har derfor en oppgave å formidle innholdet i veilederen til kommunene.

I tilfeller der det blir behov for grunnundersøkelser utover de aktuelle byggetomtene og da også spesielt i de mindre byggesakene, mener vi kommunene bør ta et ansvar og bidra til å undersøke tilgrensende rasutsatte områder.

5.2. BRUKEN AV VEILEDEREN

5.2.1. Faregradsevaluering

I flere av de ovnnevnte prosjekter er det ikke samsvar mellom faregrad og den reelle beregnede sikkerheten. Sikkerheten i skråningene kan ligge på rundt 1,0, men med klassifiseringsmessig lav faregrad. I vår vurdering er det her noe som ikke stemmer. Det gir også forvirring i forhold til de som berøres av vurderingene. Så lenge faregraden er lav, føler de seg trygge. Bør ikke faregraden kunne justeres opp (evt ned) i forhold til det beregnede sikkerheten? Etter vår mening må beregnet sikkerhetsnivå ”overstyre” faregraden beregnet på generell basis.

En viktig årsak til dette avviket er trolig at skråningshelningen ikke hensyntas i faregradsvurderingen. Det er kun skråningshøyde som ivaretas. Skråningshelningen er et viktig moment med hensyn på sikkerheten som vi mener bør belyses i større grad. Ihht NGI-rapport 20001008-2 /4/ begrunnes dette med følgende:
”Skråningshelningen er ikke lagt inn som et eget kriterium. Dette skyldes de aller fleste skråninger, i forbindelse med faresoner, er ravineskråninger med tilnærmet samme skråningshelning (1:3-1:4). Skråninger som ikke er ravineskråninger tilpasses standardprofilet på best mulig måte.” Vi er noe usikre på hvordan ”tilpassing av standardprofilet” skal tolkes og benyttes i brattere skråninger, og hvordan dette kan tas inn i faregradsvurderingen.

Et interessant spørsmål i forbindelse med faregredsvurdering: Hva ville faregraden i Rissa ha vært før Rissa-raset? Ville en faregradsvurdering identifisert dette som et potensielt fareområde, og dermed kunne hindret raset ved å hensyn ta dette?

5.2.2. Grunnundersøkelser

Det stilles høye krav til kvalitet ved grunnundersøkelser og et visst omfang. Dette er bra for å få et godt grunnlag for vurdering og avgrensing av sonen. De høye kravene til kvaliteten kan imidlertid være vanskelig å oppnå i meget bløte og sensitive masser, spesielt mhp prøvekvalitet. For å få god nok prøvekvalitet ihht til kravene i veilederen vil det i mange tilfeller være behov for blokkprøver. Dette er meget kostbart og utføres kun av en aktør i Norge. Bruk av CPTU med en god tolkning kan imidlertid til dels erstatte prøvetaking og ansees derfor som en meget viktig metode. Prøvetaking med 54 mm og 76 mm kan i disse tilfellene benyttes som støtte til CPTU-tolkningen.

Ofte utløses behov for grunnundersøkelser langt utover prosjektets utstrekning, spesielt for å undersøke utbredelse av kvikkleiresonen og om området kan utsettes for ras. I mange tilfeller er det vanskelig å forutse hvor sonen avsluttes og det kan være nødvendig med et stort antall sonderinger for å kunne kartlegge sonen fullstendig. I mange tilfeller må en derfor vurdere om dette er hensiktsmessig. Dette gjelder også ved kartlegging av områder som kan ramme det aktuelle området med rasmasser. Ved grunnundersøkelser langt utenfor det aktuelle prosjektet kan kostnadene for grunnundersøkselsene bli uforholdsmessige store for mange enkeltutbyggere.

5.2.3. Tiltaksklasser – Hva er tilflytting?

Ved små tiltak kan kravene i veilederen være vanskelig å forholde seg til, da dette kan få store konsekvenser med krav til sikkerhetsnivå og kartlegging som ikke står i forhold til det aktuelle tiltaket.

Hvor går grensene mellom tiltaksklassene (ref tabell 4.1/3/, se vedlegg 2)? Hva er tilflytting, en institusjon eller et næringsbygg? I denne sammenheng ser vi at strengeste tolkning av "tilflytting" i noen tilfeller fører til en del debatt om hvor kravet til sikkerhet skal legges. Et eksempel er bygging av ny enebolig i forbindelse med et gårdsdrift på landsbygda for å huse nye generasjoner. Eller tilsvarende er påbygg på eksisterende bolig tilflytting? En bedrift må utvide produksjonen og trenger større bygningsmasse og flere arbeidere? Ombygging av et fjøs?

Man kommer altså fort inn i en debatt om hva som skal regnes for tilflytting. Skal dette være avhenging av antall hoder? Skal det settes krav til antall boenheter før en regner det som

tilflytting? Tolking av dette vil i noen grad være opp til kommunene. NVE mener dette også at dette bør være gjenstand for debatt i det geotekniske miljøet.

Multiconsult har vært i diskusjon med NVE vedrørende disse sakene der de mener vi ikke kan nekte folk i å få flere unger med påfølgende behov for utvidelse av boligen. Ved et gårdsbruk på landsbygda må en også kunne innpasse generasjonsskifter. Her bør det kunne være husrom for 3 generasjoner på en gård - uten at dette skal regnes som tilflytting.

5.2.4. 3. partskontroll

Multiconsult har positive erfaringer med å få inn 3.partskontrolløren på et tidlig tidspunkt. Dette gjelder også i tilfeller der vi har vært 3. partskontrollør. Dialog underveis er positivt slik at valgt framgangsmåte og grunnlag er forenelig. Dette og for å spare kostnader og frustrasjoner ved at ting må gjøres ”på nytt”.

Bruk av sjekklister for vurdering av arbeidene kan være fornuftig.

5.3. ANSVARSFORHOLD – EKSISTERENDE BEBYGGELSE

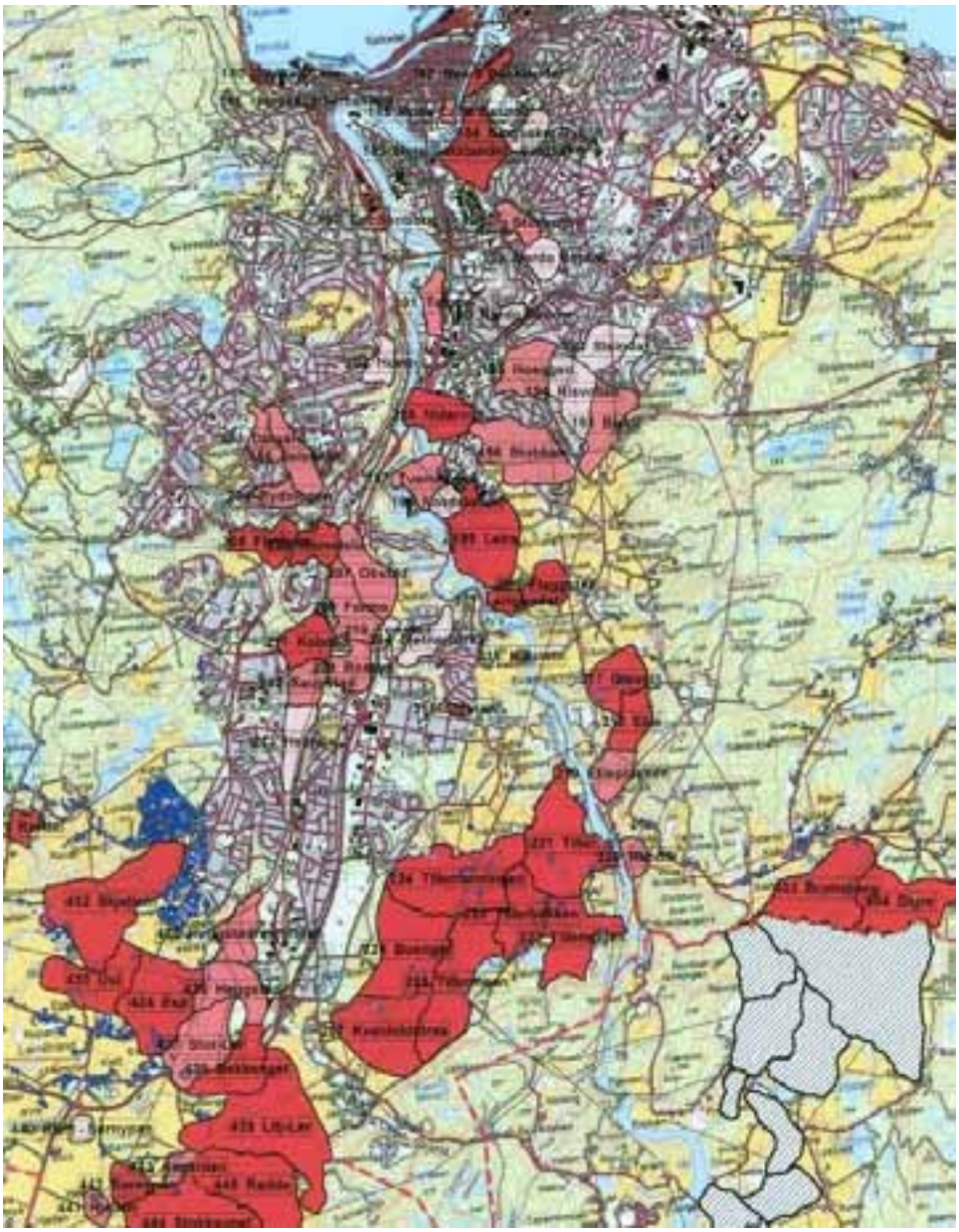
Hensikten med veilederen, der områdestabiliteten settes i fokus er bra, spesielt med hensyn på at områdene som bygges ut ikke skal være rasfarlige. I forhold til eksisterende bebyggelse kan veilederen være vanskelig å forholde seg til med hensyn til at disse områdene kanskje har for dårlig stabilitet og at dette blir kjent blant beboerne. Dette kan skape unødig frykt og redusere verdien på boliger.

NVE veilederen stiller ikke krav til sikkerhet for dagens bebyggelse, kun ved tilflytting av mennesker. Veilederen sier at ”for eksisterende bebyggelse vil en i enkelte områder ut fra samfunnsøkonomiske hensyn måtte akseptere at sikkerheten ikke kan heves til et sikkerhetsnivå som kreves for ny utbygging”/3/. Dette gir på en måte ”mindreverd” for eksisterende bebyggelse.
Vi ser imidlertid problemstillingene, da det sannsynligvis finnes utrolig mange tilfeller der skråningene står med meget lav sikkerhet. En utbygging i disse områdene kan i denne sammenheng være positivt slik at utsatte områder blir sikret.
Der bør imidlertid ikke være slik at kun nye områder som skal bygges ut sikres. I tilfeller der det utføres grunnundersøkelser og vi registrerer områder som kan være kritiske, spesielt i forbindelse med rasfare /sensistive- og kvikke jordarter, kan vi ikke lukke øynene, men har et samfunnsansvar ved å varsle om dette. Ansvaret ved å få kartlagt/undersøke området nærmere for beskrivelse av tiltak og evt igangsette tiltakene ligger imidlertid hos kommunen (evt NVE).

I prinsippet vurderer vi at kommunene må behandle eksisterende boligområder på linje med nye. Dette betyr at når det blir oppdaget eksisterende boligområder på kvikkleire som har svært dårlige stabilitetsforhold, så må disse hensyntas. Sikkerheten bør nødvendigvis ikke økes i tråd med NVE-veiledningen, men kunne vurderes i hvert enkelt tilfelle med hensyn på hva som lar seg praktisk gjennomføre.

Utbygging i tettbygde strøk, der det finnes kvikkleire, vil føre til store utfordringer framover. Dette gjelder spesielt kostnadssiden og forholdet til eksisterende bebyggelse. Det kan her være vanskelig å gjennomføre tiltak som tilfredstiller NVE veilederen uten at det får store konsekvenser for eksisterende bebyggelse, som for eksempel flytting av hus ol. Dette belyses av de eksemplene vi har i denne artikkelen.

Trondheim er et typisk eksempel hvor mange nye utbygginger på en eller annen måte vil få pålegg som i utgangspunktet kan føles helt urimelig i forhold til deres prosjekt. Se figur 13 som viser kvikkleiesoner i Trondheim.



Figur 13: *Kvikkleiresoner Trondheim(Mørk=høy faregrad, rosa=middels faregrad og lys= lav faregrad)*

I mange tilfeller kan det være umulig å sikre uten at det får store menneskelige konsekvenser. Hvis det foreksempel viser seg at Blomsterbyen ovenfor prosjektet i Torbjørn Brattsvei på

Nardo har for lav sikkerhet, er aktuelle tiltak som avlasting og motfylling helt umulig uten at det går utover mange boliger. Hvis tiltak som dette må iverksettes vil sannsynligvis byggeprosjektet skrinlegges og tilstanden forbli som i dag.

På bakgrunn av dette kan en spørre seg om en fortetting av bebyggelse i det hele tatt vil være mulig i mange områder.

Sikringtiltak på Lundamo er noe enklere selv om det også her får store konsekvenser for enkelt hus. Tiltak her har direkte innvirkning på prosjektet. For Kvamslia er situasjonen noe mer drastisk der en kanskje må fjerne flere hus for å oppnå en tilstrekkelig sikkerhet for skråningen som ligger utenfor prosjektet. Dette for å hindre at planlagt boligområde ikke dekkes av rasmasser. Situasjonen her er imidlertid ikke avklart enda.

I tilfeller der det er vanskelig å oppnå den nødvendige forbedringen ihht veilederen, skal en kunne fire på kravene, så lenge en gjør tiltak som forbedrer sikkerheten? Vi mener at det i slike tilfeller bør kunne bruke noe skjønn samt vurdere størrelsen på tiltaket. Hva er realistisk å kunne gjennomføre? For eksisterende bebyggelse er det tross alt bedre med et begrenset tiltak enn ingen tiltak. Dette bør imidlertid ikke være noen brekkstang for å få igangsatt tiltak. Kommunen må komme inn og ta ansvar i slike situasjoner, uavhengig om det skal bygges eller ikke.

6. SLUTTKOMMENTAR

NVE-veiledern har satt fokus på områdestabilitet i større grad enn tidligere. Fokuset er flyttet fra det snevre prosjektet til helheten rundt. Dette er meget bra og viktig, men får store økonomiske konsekvenser både for kommunene, utbyggere og NVE og skaper mange vanskelige problemstillinger i praksis, som vi har forsøkt å belyse over.

Håpet må være at bruk av NVE veilederen på sikt kan skape et tryggere sted å bo for befolkningen i Norge. I denne sammenhengen er det viktig at alle soner der det påvises kvikkleire bør behandles ihht NVE veilederen, også de som pr. i dag ikke er registrert.
Det må i denne sammenheng sies at områdene i NGIs kvikkleire kart kun omfatter områder større enn 10 dekar slik at små kvikkleriresoner ikke er registrert her.

7. REFERANSELISTE

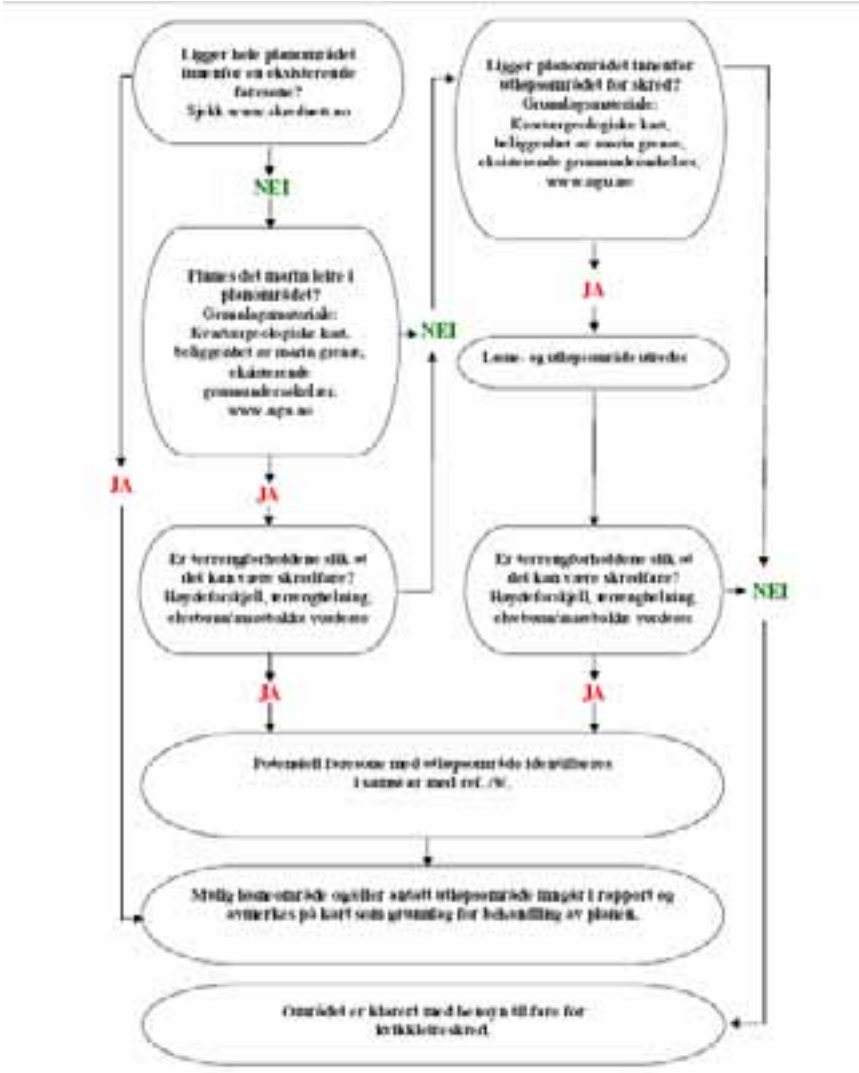
1. NVE (2007): *Retningslinjer for planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag.* 1-2007. Foreløpig utgave.
2. NVE (2008): *Retningslinjer for planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag.* 1-2008. Sist revidert 01.07.08.
3. NVE (2008) Teknisk Veileder – vedlegg 1 til referanse 2. over: *Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre sensitive/kvikke jordarter med sprøbruddegenskaper.*
4. NGI (2002): Rapport 20001008-2, revisjon 2. 16.desember 2002. *Vurdering av risiko for skred. Metode for klassifisering av faresoner, kvikkleire.*
5. MULTICONSULT (2008): Rapport 412688-1, datert 5. februar 2008. *Kvikkleierkartlegging Lundamo. Kvernhusbekken, Leirtaket og Varegga. Supplerende grunnundersøkelser. Datarapport- beskrivelse av grunnforhold.*
6. MULTICONSULT (2008): Rapport 412688-2, datert 28.mars 2008. *Kvikkleierkartlegging Lundamo. Kvernhusbekken, Leirtaket og Varegga. Geotekniske vurderinger. Faregradsevaluering, stabilitetsberegninger.*
7. MULTICONSULT (2008): Rapport 411793-2, datert 4.september 2008. *Kvikkleiesone Lundamo. Varegga III-Nordstu. Supplernde grunnundersøkelser. Stabilitetsberegninger og tiltaksvurderinger.*
8. MULTICONSULT (2007): 412688 - Notat RIG-01, datert 10.okt 2007: *Kvlikklerekartlegging Kvernhusbekken, Lundamo. Forslag til borplan.*
9. MULTICONSULT (2008): 412688 - Notat RIG-02, datert 15.februar 2007(skal være 2008): *Kvlikklerekartlegging Kvernhusbekken, Lundamo. Kritiske snitt og parametervalg.*
10. Karlsrud K. (2003). *Tolkning og fastlegging av jordparametere. Karakteristisk jordprofil.* NGF-kurs. Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger, innlegg 4.1. 20-22 mai 2003, Hell.
11. Karlsrud K. , Aas G. and Gregersen O. (1984). *Can we predict landslides hazards in soft sensitive clays? Summary of Norwegian Practice and Experiences*. Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides, Toronto, Vol I, p. 107-130.
12. Karlsrud K. et al. (2005). *CPTU correlations for clays*. Proceedings, ICSMGE, Osaka s 693 - 702.
13. STABIL v.3 (2000). *A Program for Stability Analysis of Slopes*. Multiconsult rapport nr. 39100-1, datert 01.10.2000.
14. MULTICONSULT (2007). CPTU EXTRA. Datert 25.06.2007 *Regneark for avansert tolkning av CPTU*. Brukermanual utviklet av Rolf Sandven. .
15. MULTICONSULT (2008): Rapport 410667-1-1, datert 10.03.08. *Bjørgmyran, Stjørdal kommune.Grunnundersøkelser, kvikkleirevurdering. Geotekniks rapport.*
16. MULTICONSULT (2008): Brev 410667-1-1, datert 11.06.08. *Boligfelt – Bjørgmyran vestre, Stjørdal. Geoteknisk vurdering – Rekkefølgebestemmelser – Byggetrinn 1.*
17. MULTICONSULT (2008): Rapport 413062-1, datert 11.07.08. *Ledningsarnlegg Børgmyran. Grunnundersøkelser, Geoteknikk vurdering.*
18. MULTICONSULT (2008): Rapport 412975-3, datert 21.08.08. *Ranheim skole. Vurdernig av rasfare. Supplerende grunnundersøkelser. Datarapport.*
19. MULTICONSULT (2008): Rapport 412975-4, datert 2.09.08. *Ranheim skole. Vurdernig av rasfare på skoletomta.*
20. MULTICONSULT (2008): 413278 - Notat RIG-01, datert 7.okt 2008: *Utbyggingsprosjket i Torbjørn Brattsveg, Geoteknisk vurdering.*

21. MULTICONSULT (2008): Rapport 413210-1 (ikke utgitt): *Utbyggingsprosjekt Hornebergveien 4B.*
22. MULTICONSULT (2003): Rapport 410380-1, datert 3.nov 2003: *Uteir Øst. Reguleringsplan. Geotekniske undersøkeser. Grunnforhold og generell geoteknisk vurdering.*
23. MULTICONSULT (2007): Rapport 412333-1, datert 18.okt 2007: *Uteir Øst barnehage. Omlegging av vannledning. Grunnundersøkese. Geoteknisk vurdering.*
24. MULTICONSULT (2008): Rapport 412831-1, datert 16.jan 2008: *Kvikkleiresone Uteir- Tomset. Sammenstilling av grunnundersøekser. Datarapport.*
25. MULTICONSULT (2008): Notat 412831- RIG-03 , datert 10.april 2008: *Kvikkleiresone Uteir Øst- Tomset. Faregrad- og stabilitetvurderinger.*
26. MULTICONSULT (2006): Rapport 411544-1, datert 5.juni 2006: *Lauvlia Meråker. Kvikkleresoner. Geotekniske undersøkelser. Forbygningsvurdering.*
27. MULTICONSULT (2008): Rapport 411544-2, datert 8.oktober 2008: *Lauvlia Meråker. Kvikkleresoner. Supplerende grunn undersøkelser. Datarapport.*
28. MULTICONSULT (2008): Rapport 411544-3, datert 29.oktober 2008: *Lauvlia kvikkleiresone Meråker. Supplerende geoteknikse vurderinger. Faregradsvurdering.*
29. MULTICONSULT (2008): Rapport 411543-1, datert 24.mai 2006: *Knippet/Merakernes, Meråker. Kvikkleriesoner. Geotekniske undersøkelser. Forbygningsvurdering.*
30. MULTICONSULT (2008): Rapport 411543-2, datert 7.juni 2007: *Knippet/Merakernes, Meråker. Kvikkleriesoner. Geotekniske undersøkelser. Forbygningsvurdering.*
31. MULTICONSULT (2008): Rapport 411543-3, datert 7.oktober 2008: *Kvernbekken, Meråker. Kvikkleriesone. Supplerende geoteknisk vurdering. Forbygning.*
32. MULTICONSULT (2008): Rapport 413210-1 og -2 (foreløpig ikke utgitt). *Hornebergveien 4. Data rapport og geoteknisk vurdering.*
33. MULTICONSULT (2008): Rapport 411761-1, datert 12.juli 2006. *Reguleringsplan Kvamslia. Fannrem, Orkdal kommune. Grunnundersøkelser. Data rapport og geoteknisk vurdering.*
34. MULTICONSULT (2008): Rapport 411761-2 (foreløpig ikke utgitt). *Kvamslia. Fannrem, Orkdal kommune. Grunnundersøkelser. Kvikklerevrudering. Geoteknisk vurdering.*

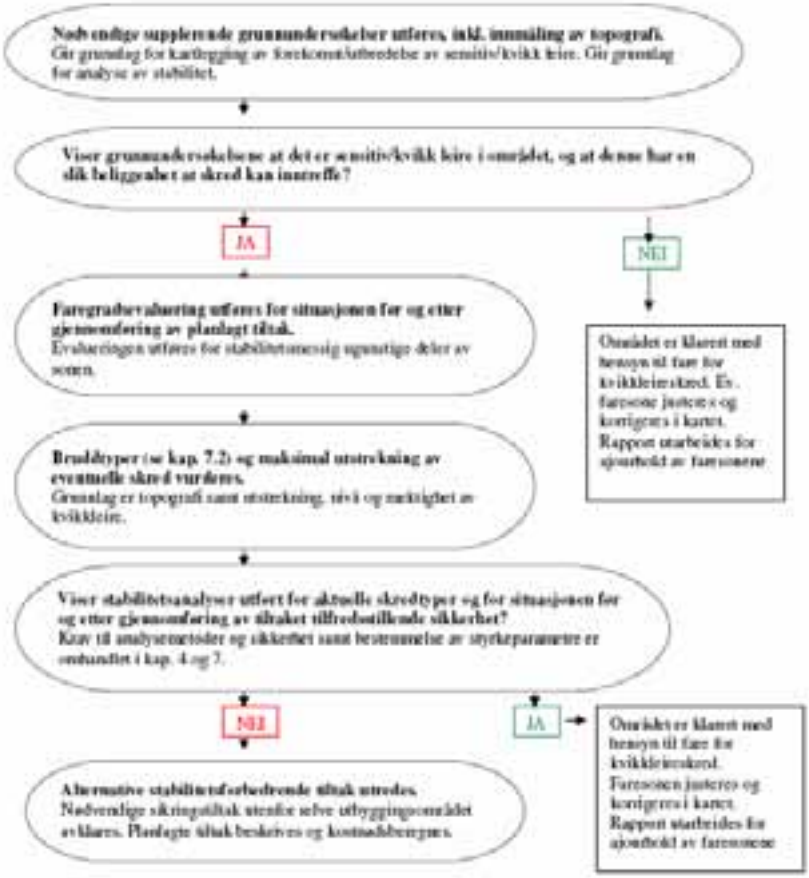
VEDLEGG

Vedlegg 1: Flytskjema fig 5.2 og 5.3 i vedlegg 1 til retningslinjene /3/
Vedlegg 2: Tabell 4.1 og figur 4.1 i vedlegg 1 til retningslinjene /3/

Vedlegg 1



Figur 5.2 Flytskjema for utredning av potensiell skredfare (utbrudd for kommuneplannivå)

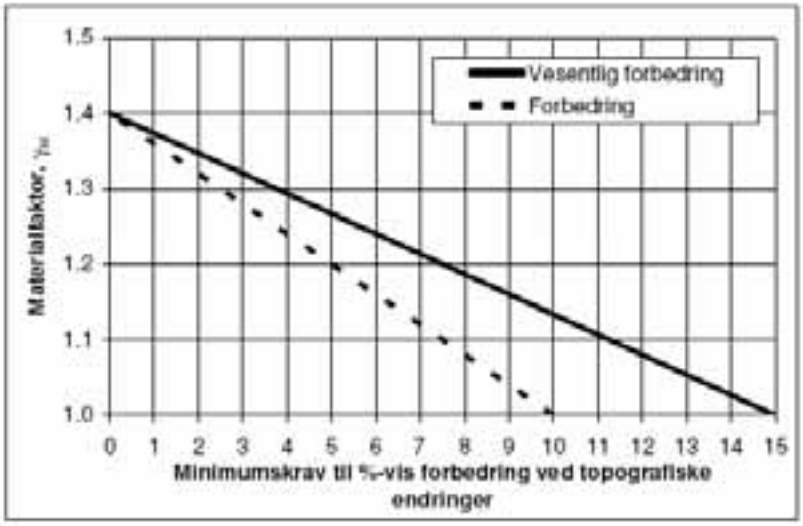


Figur 5.3 Flytskjema for vurdering av reell skredfare (anbefalt utredning for reguleringsplan)

Vedlegg 2:

Tabell 4.1 Anbefalte utredninger og sikkerhetsnivå i områder med fare for kvikkleireskred og andre sensitive/kvikke jordarter med sprøbruddegenskaper

Tiltakskategori	Faregradsklasse før utbygging		
	Lav	Middels	Høy
K1. Små tiltak uten tilflytting av personer. Ingen negativ påvirkning på stabilitetsforholdene: Garasjer, mindre tilbygg, mindre terrenginngrep o.l.	Veiledning, ref. /10/	Veiledning, ref. /10/	**Faregradsvurdering Stabilitetsanalyse:** a) $\gamma_M \geq 1.4$ eller b) ikke forverring **Vanlig kontroll** (Prosjektklasse 2, NS 3480)
K2. Tiltak av begrenset omfang uten tilflytting av personer. Negativ påvirkning på stabilitetsforholdene: Private og kommunale veier, grøfter, planeringer, oppfyllinger o.l.	**Faregradsvurdering Stabilitetsanalyse:** a) $\gamma_M \geq 1.4$ eller b) ikke forverring **Vanlig kontroll** (Prosjektklasse 2, NS 3480) eller **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)	**Faregradsvurdering Stabilitetsanalyse:** a) $\gamma_M \geq 1.4$ eller b) forbedring **Vanlig kontroll** (Prosjektklasse 2, NS 3480) eller **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)	**Faregradsvurdering Stabilitetsanalyse:** a) $\gamma_M \geq 1.4$ eller b) forbedring **Vanlig kontroll** (Prosjektklasse 2, NS 3480) eller **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)
K3. Tiltak som innebærer tilflytting av mennesker. Viktige samfunnsfunksjoner: Boliger, institusjoner, skoler, næringsbygg, VAR-anlegg, sentralt kraftnett o.l.	**Faregradsvurdering Stabilitetsanalyse:** a) $\gamma_M \geq 1.4$ eller b) forbedring **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)	**Faregradsvurdering Stabilitetsanalyse:** a) $\gamma_M \geq 1.4$ eller b) vesentlig forbedring **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)	**Faregradsvurdering Stabilitetsanalyse:** a) $\gamma_M \geq 1.4$ eller b) vesentlig forbedring **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)



Figur 4.1 Minimumskrav til prosentvis forbedring ved topografiske endringer

DYP BYGGEGROP I KRISTIANSAND SENTRUM. PROBLEMLØSNING VED BRUK AV SEKANTPELER

Dr. ing. Torbjørn Kjoberg, Skanska Norge AS

SAMMENDRAG

Prosjektet omfatter bygging av et kjøpesenter inne i et eldre kvartal med verneverdige bygninger i Kristiansand sentrum.Nybygget har 3 etasjer under terreng slik at gravedybden er ca. 12m ned fra gatenivå. Spesiell problemstilling ved prosjektet er etablering av byggegrop helt inntil eksisterende bygninger med strenge krav til minimale setningsskader. Dette ble løst ved bruk av en såkalt sekantvegg i betong. Denne Veggkonstruksjonen er stiv, vanntett og gir relativt små forstyrrelser av jordtrykksforholdene under installasjon. Fordelen er også lite rystelser og støy.

1. Innledning

1.1 Prosjektbeskrivelse

I Kvartal 38 i Kristansand sentrum bygger Skanska for Bo Invest AS et nytt kjøpesenter inne i kvartalet. Prosjeket omfatter riving av eksisterende bygninger inne i kvartalet og oppføring av et nybygg som fyller hele kvartalet innvendig og som skal integreres med eksisterende bygninger. Byggestart var våren 2006, med ferdigstillelse før jul i 2008.

Snitt av nybygget med eksisterende omkringliggende bygninger er vist på figuren nedenfor:

Fig.1: Snitt av Kvartal 38 med byggegrop for nybygg inne i kvartalet.

I denne forbindelse skal det etableres kjeller pluss to underetasjer for parkering under nybygget (1U,2U,3U).

Tererrengnivå (gatenivå) er på kote +8.0m. OK. gulv i nederste underetasje (3U) ligger på kote -2.05m. Det skal graves til ca. kote -4.0m, dvs. en gravedybde på ca. 12m.

Bygningene rundt kvartalet består i hovedsak av eldre- og delvis verneverdige bygninger. De elste bygningene har en kjelleretasje og er fundamentert på tørrmurer av stein, delvis av dårlig kvalitet. Nyere bygg er fundamentert på sålefundament av betong.

Figuren nedenfor viser plan over kvartalet der eksisterende bygninger er skravert. Planen viser også utformingen av byggegropa for nybygget. Som det framgår av planen har byggegropa en relativt komplisert geometri med mange hjørner og nisjer.

Fig. 2: Plan over Kvartal 38 med byggegrop og eksisterende bygninger (skravert).

På grunn av bygging helt inn til eksisterende verneverdige bygninger ble det fra byggherren satt strenge krav til minimale setninger og skader på nabobyggene ved etableringen av underetasjene til nybygget. Dette var spesielt nedfelt i byggekontrakten.

Grunnvannstand:
Grunnvannstanden i området ligger naturlig på ca. +1.0m, eller ca. 7.0m under terrengnivå. Dvs. at utgraving for kjellerkonstruksjonen går ca. 5m under grunnvannstanden.
Det ble vurdert som viktig å unngå å senke grunnvannstanden utenfor byggegropa, både under byggeperioden og i permanent tilstand. Kjellerkonstruksjonen bygges derfor som tett byggegrop bestående av vegger og bunnplate. Innvendige kjellerkonstruksjoner består av søyler og dekker opp til gatenivå. Søylene fundamenteres direkte på bunnplata.

For å beholde en stabil grunnvannstand i kvartalområdet ble det bestemt at utgravingen av byggegropa skulle utføres med minimal senking av vannstanden inne i byggegropa. Dvs. de siste 5m av utgravingen foregikk under vann. Bunnplata ble også utført som undervannstøp.

Bunnplata fungerer som fundament for søylene i bygget og søylelastene virker som motvekt mot oppdrift i permanent tilstand.

1.2 Grunnforhold

Grunnundersøkelser inne i kvartalet ble utført av NGI i mai 2006. Hensikten med grunnundersøkelsene var å kartlegge jordartstype, lagdeling og geotekniske jordparametre. Det ble utført dreietrykksonderinger, trykksonderinger (CPTU) og prøvetaking. Dreietrykksonderingene ble utført til ca. 40m dybde under terreng uten å påtreffe fjell.

Det ble derfor også utført seismiske undersøkelser for å påvise dybden til fjell i området. Den seismiske undersøkelsen (refraksjonsseismikk) ble utført av firmaet GeoPhysix. Det ble påvist en hellende fjelloverflate med dybder fra 50-65m i det aktuelle området.

NGI hadde også i oppdrag å vurdere jordartsparametre for bruk i senere beregninger, spesielt mht. setningsberegninger.

Grunnforholdene er skjematisk tegnet opp i figuren nedenfor:

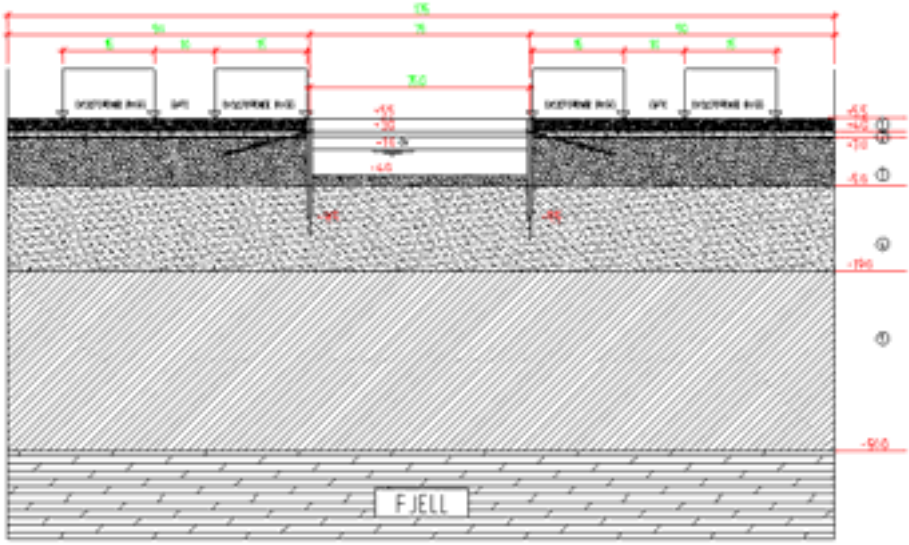


Fig. 3: Skjematisk profil over lagdeling av løsmasser over fjell i området

Grunnen er lagdelt og består av ulike sandlag (fra fin til grov, grusig) ned til kote ca. 20-25m under terrengninvå (nr.1-4 på figuren). Det ble også lokalisert et meget fast sandlag (ca. 1m) i en dybde på ca.5m.
Fra 20-25m under terrengnivå er det et siltig leirlag med mektighet varierende fra 25m til 35m over fjell (nr. 5 på figuren).

1.3 Prosjektering av byggegrop

Prosjektering av byggegropa ble utført av Skanska, Konstruksjonsavdelingen, med 3.parts kontroll utført av NGI.
Prosjektering av overliggende bygning ble utført av Multiconsult i Kristiansand.

1.4 Måleprogram

Det ble utarbeidet et måleprogram for setningsmålinger og grunnvannstand. Det ble videre foretatt en fullstendig gjennomgang av eksisterende bygninger rundt kvartalet.

Figuren nedenfor viser plassering av setningsbolter og piezometer plasseringer.

Alle skraverte bygninger ble gjennomgått og rapportert med tekst, foto og video, utført av SBV-Consult.

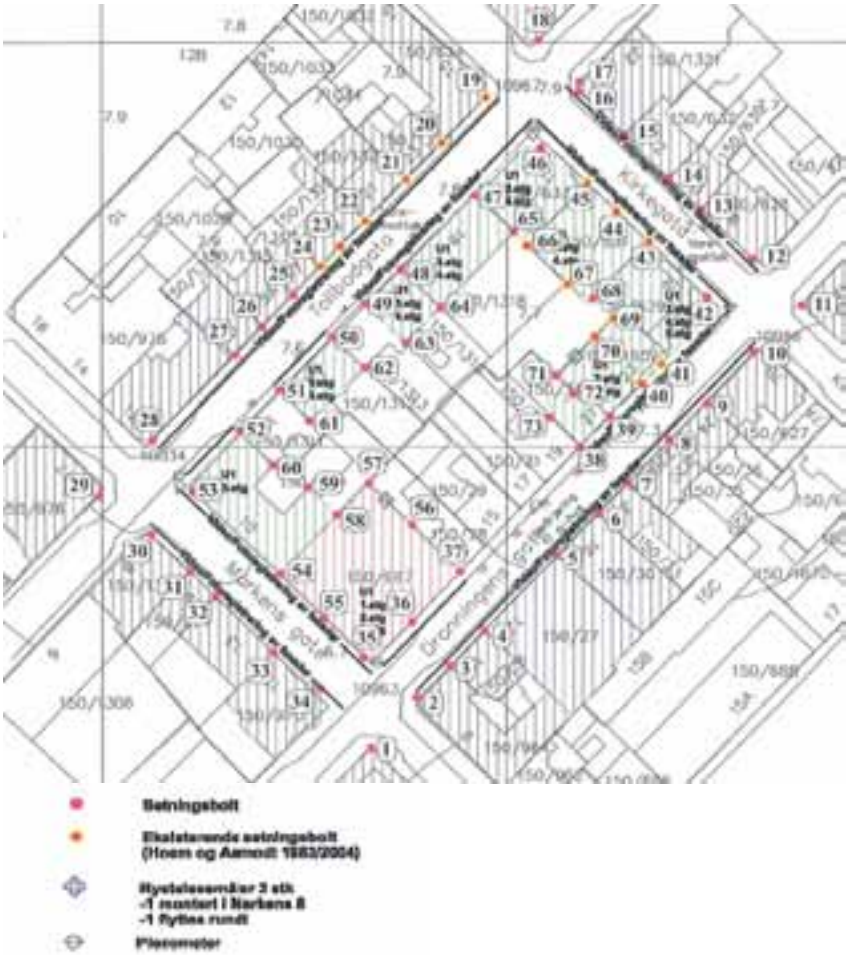


Fig. 4: Plassering av setningsbolter og piezometre og rystelsemålere

2. Valg av veggløsning
På grunn av strenge krav til setninger, rystelser og støy ble det vurdert at vanlige spuntløsninger ikke kunne brukes i dette tilfellet.

Det ble vurdert stålrørspunt med forboring og nedpressing, sekantpeler og slissevegg.
Det ble videre vurdert innvendig avstaging og utvendige løsmassestag.

Det ble innhentet tilbud på de ulike løsningene. Her kom tilbudet fra Zublin for slissevegg og sekantvegg best ut, med omtrent samme samme pris for begge løsningene. Før endelig valg av løsning ble det foretatt besøk på ulike anlegg til Zublin i Tyskland. Dette for få et bedre bilde av fordeler og ulemper med hhv. slissevegg og sekantvegg løsningene for det aktuelle tilfellet. Det ble deretter bestemt at sekantveggløsningen med utvendige løsmassestag skulle brukes på dette prosjektet.
Det ble spesielt lagt vekt på at sekantveggen er stiv og at etablering av veggen gir minimale endringer av jordtrykksforholdene. En innvendig avstiving med stålrør med eventuelle jekkemuligheter ble vurdert til å være den sikreste mht. til kontroll av setninger under utgravingen. Staging med oppspente utvendige løsmassestag ble likevel valgt på grunn av de komplikasjonene innvendig staging ville ha for gravearbeidene. Utgravingen av byggegropa ble i dette tilfellet vurdert til å være en betydelig utfordring på grunn av dybden, graving under vann og at byggegropa er trang med komplisert geometri. Løsmassestagene ble utført som midlertidige stag og kappet etter etablering av de innvendige betongdekkene.

Utsnitt av sekantveggen er vist på figuren nedenfor. Enkeltpelene etableres ved at det bores foringsrør ned til ønsket dybde. Jordmassene inne i foringsrøret fjernes ved bruk av jordbor. Pelplasseringen styres av maler på overflaten .Under utstøpingen med betong trekkes foringsrøret opp igjen. Betongen støpes direkte mot jordmassene i hullet. Det blir dermed minimale forstyrrelser av jordtrykksforholdene ved etablering av pelene.

Nedenfor vises detaljer av sekantvegger med hjørnedetaljer:

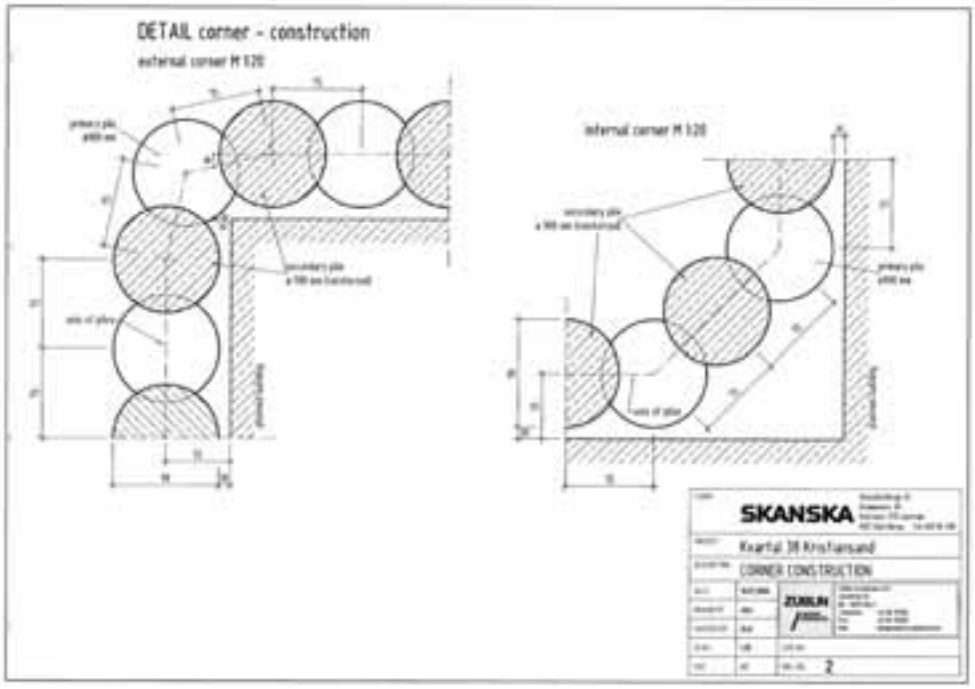


Fig. 5: Sekantpeleløsninger for rettstrekninger og hjørner.

Først etableres primærpelene som annenhver pel i veggen (uten skravur på figuren ovenfor). Disse støpes uten armering. Deretter bores sekundærpelene (skravert) ved at det bores mellom og inni primærpelene. Disse armeres og støpes ut. Veggen blir på denne måten en sammenhengende og tett vegg. Det er sekundærpelene som dimensjoneres for momenter og skjærkrefter i veggen.

Nedenfor vises løsningen med sekantpeler for den aktuelle byggegropa:

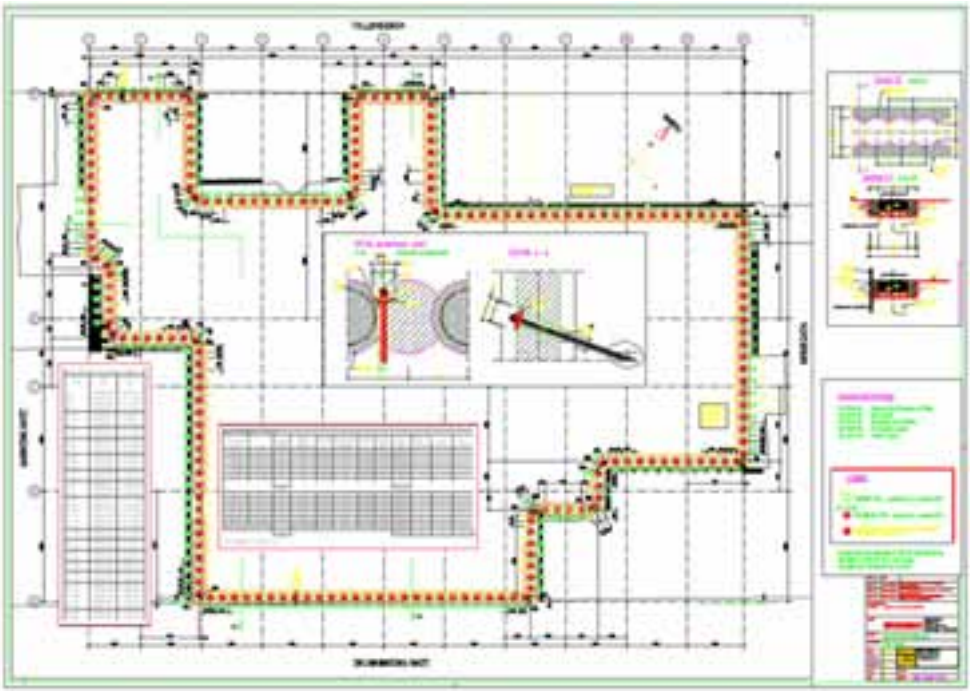


Fig. 6: Sekantvegg. Skraverte peler er sekundærpelene med armering

3. Teknisk løsning for etablering av byggegrop

Byggegropa er utført som en tett byggegrop for å hindre grunnvannsenkning utenfor bygget. Konstruksjonen består i prinsippet av sekantveggen med staging og bunnplate i betong støpt direkte mot sekantveggen. Bunnplata ballasteres for oppdrift med vann i byggeperioden og med vekt av bygget i permanent tilstand. Forbindelsen mellom sekantveggen og bunnplata er armert.

Etablering av byggegropa ble utført etter følgende sekvenser:

- Riving av eksisternde bygninger inne i kvartalet og etablere arbeidsplanum på ca. 2.5m under gatenivå. I dette nivået er kjellerveggene på eksisterende bygg frilagt.
- Etablere sekantveggen rundt byggegropa
- Graving ned til stagnivået , ca. 4m under planum
- Setting av stag. Stagene settes direkte i veggen uten fordelingsputer.

Stagene er utført som oppspente lissestag med løsmasseforankringer
- Utgraving av byggegrop ned til grunnvannstanden.
- Utgraving under grunnvannstanden (ca. 5m dybde)
- Rensking av sekantveggen innvendig, med høytrykkspyling og meisling i sonen mellom sekantveggen og bunnplata.
- Innboring og fastgysing av skjøtarmering mellom vegg til bunnplate
- Armering og støping av bunnplata som undervannstøp
- Etablering av innvendige dekker (første etasje delvis under vann)
- Kapping av midlertidige stag, dekkene brukes som avstiving
- Sekantveggen brukes som bæring for ytterveggene.

4. Beregninger og dimensjonering av veggen

De geotekniske beregningene ble utført ved bruk av Plaxis 2D. Modellen dekket selve kvartalet og husrekkene på andre siden av gatene rundt kvartalet.
Plaxis-modellen er vist på figuren nedenfor:

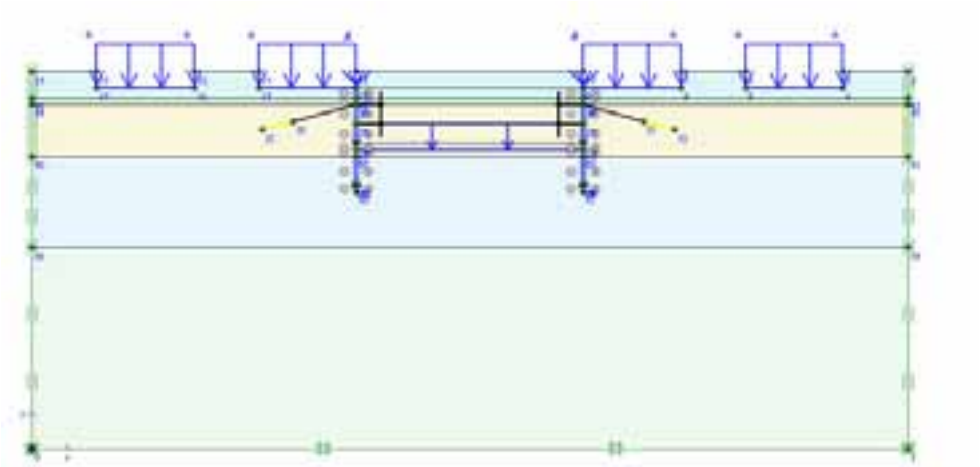


Fig. 7: PLAXIS 2D modell

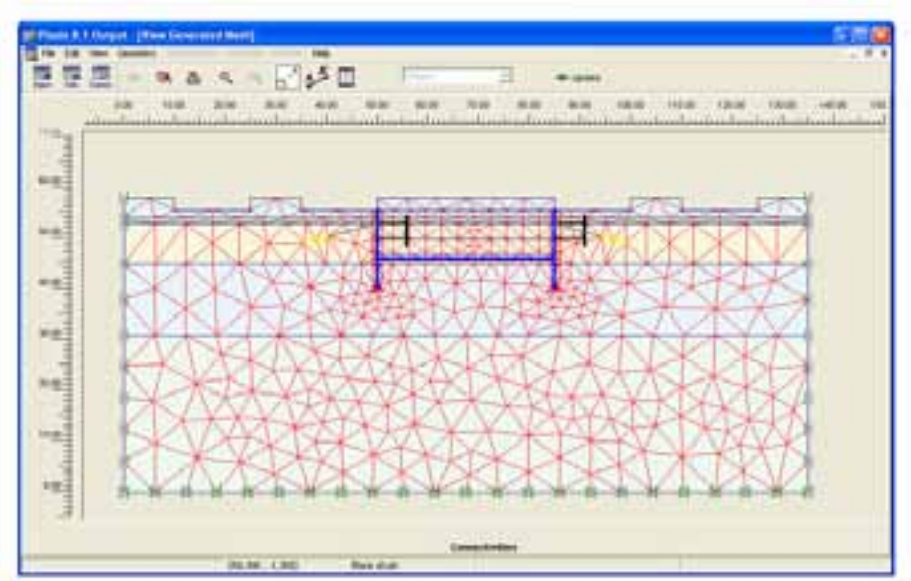


Fig. 8: Elementnett

I beregningene ble alle byggefasene lagt inn: Fra påføring av vekt av eksisterende bygg, graving ned til planum, setting av sekantvegg, graving til stagnivå, setting og oppspenning av stag, graving til bunn av byggegrop, støping av bunnplate, bygging av innvendige bygninger, lensing av byggegrop til påføring av vertikallaster fra nybygget ned på topp sekantvegg.

HS-materialmodell ble brukt i beregningene. Sandlagene ble modellert som drenerte og leirlaget som udrenert.
Beregningene ble utført som en parameterstudie med varierende jordstivheter, pelestivheter og pelelengder samt stagnivå og forspenning av ankerstagene.
Basert på disse beregningene ble setningene på nabobyggene vurdert til å ligge i størrelsesorden 10mm ved full utgraving av byggegropa og 20mm i ferdig tilstand når nybygget belaster sekantpelene.

Sekantpeldimensjoner:

Basert på overnevnte beregninger ble følgende dimensjoner valgt:

- Sekantpel-diameter: 900mm
- Pelelengde: 16m , 4m under laveste gravenivå
- Ett stagnivå, ca. 4m under terrengnivå (noe varierende pga. hindringer i grunnen)

Dimensjonering av sekantveggen ble utført ved at Skanska beregnet momenter og skjærkrefter i veggen, samt stagkrefter. Disse ble oversendt til Zublin som utførte detalprosjektering av sekantpelene og ankerstagene. Produksjonstegninger for vegg og stag ble utført av Zublin.

5. Vurderte fordeler ved bruk av sekantvegg for prosjektet

Bruk av sekantveggløsningen vurderes som vellykket. Setningene ble holdt på et praktisk minimum og arbeidene ble utført med små rystelser og støyplager.

Observerte setninger på bygninger utenfor byggegropa er mindre enn 20mm. Det er lokalt registrert større setninger, men disse skyldes i hovedsak skader på tørrmurfundamenter under eksisterende bygninger i forbindelse med utgravingene ned til planum (2.5m under gatenivå).

Fordeler ved bruk av sekantveggløsningen summeres som følger:

- Lite forstyrring av jordmassene under installasjon
- Lite rystelser og støy sammenlignet med spunting
- Stiv vegg med stor kapasitet som gir få stagnivå og små deformasjoner
- Stages direkte i veggen uten behov for fordelingsputer
- Fleksibel mht. geometri av byggegrop og kan gå tett inntil eksisterende bygninger
- Stor vertikal bæreevne som kan nyttes til bæring av yttervegger
- Innvendig veggflate kan brukes direkte som vegg (parkering, lager)
- Kan installeres i harde ikke-spuntbare masser

Avslutningsvis vises et bilde av byggegropa under utstøping av bunnplata under vann. Bildet viser også deler av sekantveggen over vann.

Bilde 1: Bildet viser deler av sekantveggen over vann.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

3D-ANALYSER – TUNNEL UNDER AKERSGATA, OSLO

3D-analyses – Tunnel below Akersgata, Oslo

Dr. Ing. Signe Kirkebø, MULTICONSULT AS

SAMMENDRAG

I vår ble det drevet en atkomsttunnel under Akersgata i Oslo, mellom to parkeringskjellere i Akersgata 73 og 68. Tunnelen er 26 m lang og har en total bredde x høyde på 4.4 m x 3.2 m. Den ble drevet gjennom alunskifer med avtagende bergoverdekning fra Akersgata 73 i vest mot øst, og delvis gjennom sandig morene nær Akersgata 68. Under drivingen ble den øvre delen av stuffen suksessivt forsterket med sementinjiserte spilingbolter i vifteform, og tunnelveggene ble suksessivt forsterket med gitterbuer og sprøytebetong.

Denne artikkelen beskriver de tredimensjonale elementmetodeanalysene som ble utført for den kritiske delen av tunnelen med delvis driving gjennom løsmasser. Analysene ble utført for å vurdere deformasjoner som følge av at det tas ut en lengdeseksjon i stuffen, og for å belyse forenklinger som er gjort i grovdimensjoneringen og tredimensjonale effekter generelt.

Analysene viste at deformasjonene er akseptable. I tillegg viser de at det oppstår spenningskonsentrasjoner i tunnelkonstruksjonen som følge av valgt tunnelgeometri og stivhetsvariasjoner i lengderetningen. Dette medførte en mindre justering av tunnelprofilet.

SUMMARY

This spring an access tunnel was driven below Akersgata in the centre of Oslo, between two parking garages at opposite sides of the four lane street. The tunnel is 26 m long and has a total width x height of 4.4 m x 3.2 m. It was driven through alum shale with decreasing rock coverage from Akersgata 73 in the west towards east, and partly through sandy moraine near Akersgata 68. During driving, the upper part of the face was successively reinforced with cement grouted spiling bolts and the tunnel walls by lattice girders and sprayed concrete.

This paper describes the three dimensional finite element analyses that were performed for the critical part of the tunnel, with partly driving through soil. The analyses were performed to evaluate deformations due to removal of another length section at the tunnel face, and to evaluate simplifications in the basic design and three dimensional effects in general.

The analyses showed that the deformations are acceptable. Additionally, the analyses show that stress concentrations occur due to the chosen tunnel geometry and stiffness variations in the length direction. This caused minor adjustments of the tunnel geometry.

1 INNLEDNING

Våren 2008 ble det drevet en atkomsttunnel under Akersgata mellom to parkeringskjellere i Akersgata 73 og 68. Byggherre er Höegh Eiendom AS. Bundebygg AS var totalentreprenør med Fjellservice SWA som tunnelentreprenør, MULTICONSULT AS som ansvarlig prosjekterende og SINTEF AS som ansvarlig kontrollerende. I tillegg bistod MULTICONSULT AS Bundebygg AS med oppfølging av arbeidene på stuff.

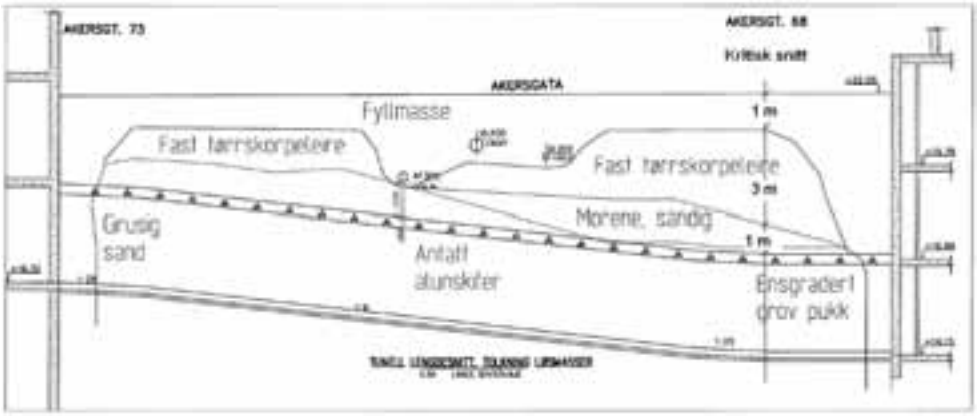
Borchardt Infosystem AB grovdimensjonerte tunnelkonstruksjonen og foreslo arbeidsprosedyrer for drivingen på oppdrag fra MULTICONSULT AS. MULTICONSULT AS utførte tredimensjonale elementmetodeanalyser for det kritiske området av tunnelen og finjusterte den tekniske løsningen. Denne artikkelen beskriver de tredimensjonale elementmetodeanalysene som er utført med PLAXIS 3D Tunnel.

2 GRUNNFORHOLD

Figur 1 viser grunnforholdene langs tunneltraseen fra parkeringskjelleren i Akersgata 73 til parkeringskjelleren i Akersgata 68. I det aktuelle området er gatenivået ved kote +22. Grunnen består av fyllmasse over fast tørrskorpeleire og sandig morene. Løsmassene antas å ha en friksjonsvinkel φ på 25° og en kohesjon c på 50-100 kPa. Under dette er det oppsprukket alunskifer og diabas. Grunnvannsspeilet ligger under tunnelen.

Tunnelen faller fra vest mot øst med OK kjellergulv ved kote +16.30 i Akersgata 73 til OK kjellergulv ved kote +14.15 i Akersgata 68. Samtidig faller berget i samme retning. Tunnelen er drevet gjennom alunskifer og diabas med avtagende overdekning fra Akersgata 73 til 68.

Kritisk sone under driving av tunnelen er nær Akersgata 68, som vist i figur 1. I dette området drives den øvre delen av tunneltverrsnittet gjennom løsmasser og løsmasseoverdekningen er størst. Jordoverlagringen består av ca. 1 m fyllmasse, ca. 3 m fast tørrskorpeleire og ca. 1 m sandig morene. Det ble antatt at stuffen kunne bestå av inntil 0.7 m løsmasser øverst.

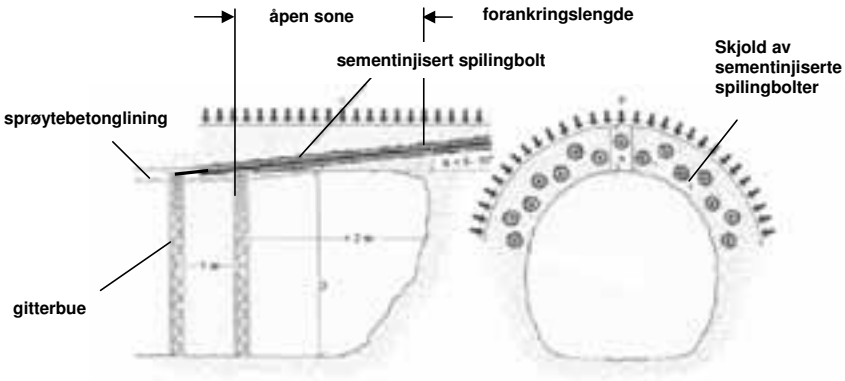


Figur 1 Grunnforholdene langs tunneltraseen.

3 DRIVEMETODE

Tunnelen er drevet fra Akersgata 73 i vest gjennom en sandfylling mellom yttervegg og byggegrop, deretter gjennom alunskifer og diabas med liten til ingen fjelloverdekning, og til slutt gjennom ensgradert pukk før den når kjellerveggen til Akersgata 68 på østsiden.

Figur 2 viser en prinsippskisse av drivemetoden og tunnelforsterkningen. Under drivingen ble tunnelen suksessivt forsterket med gitterbuer og sprøytebetong. I tillegg ble øvre del av stuffen forsterket med sementinjiserte spilingbolter i vifteform før sprengning og utlasting i stuffen.



Figur 2 Prinsippskisse av drivemetode og tunnelforsterkning (Borchardt Infosystem AB).

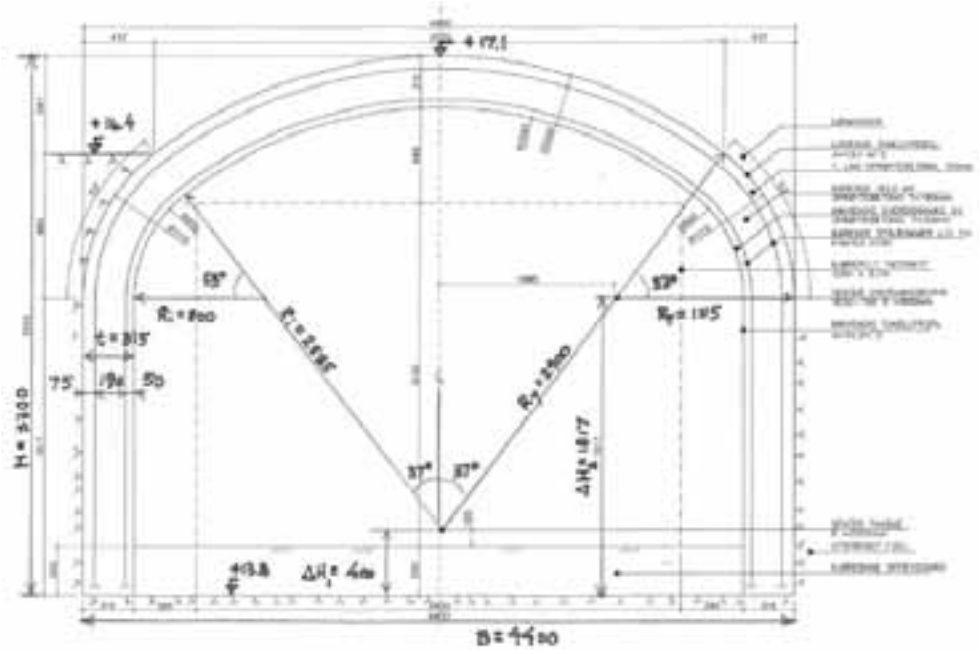
4 GROVDIMENSJONERING OG ARBEIDSPROSEDYRE

Tunnelgeometrien ble i grove trekk fastlagt ut fra blant annet funksjonskrav og hensyn til ledninger i grunnen. Basert på disse føringene ble det tatt utgangspunkt i et tunnelprofil med 4.4 m bredde og 3.3 m høyde ved tunnelens senterlinje, vertikale vegger og buet tak med redusert krumning i overgangen mot veggene. Det henvises til figur 3a.

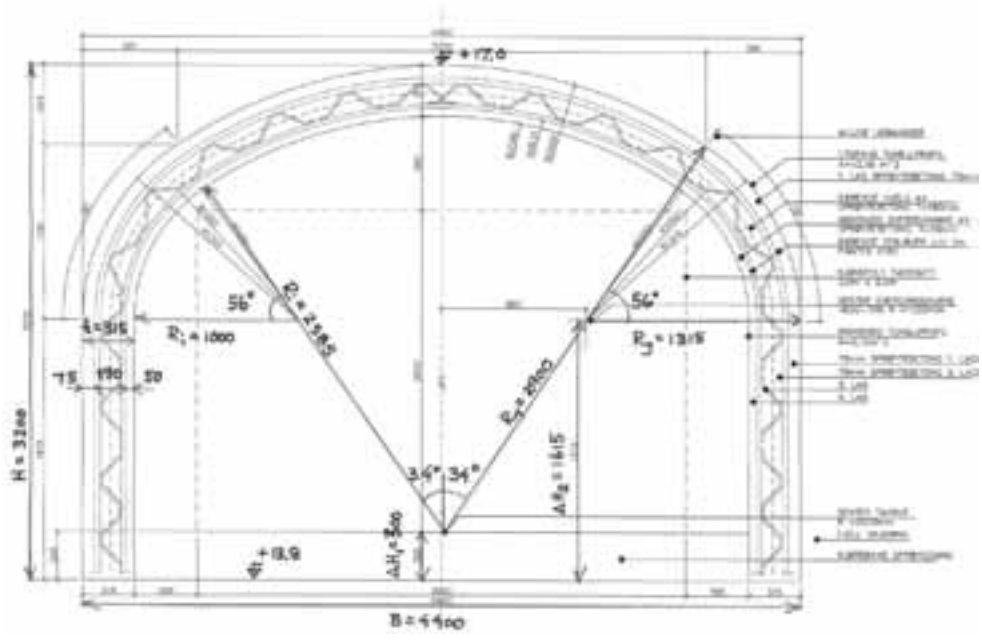
Basert på dette grunnlaget grovdimensjonerte så Borchardt Infosystem AB veggtykkelsen og forsterkningsomfanget i tverr- og lengderetningen og foreslo en arbeidsprosedyre. Det henvises til foreslått forsterkningsomfang i figurene 3a og 4.

Grovdimensjoneringen ble utført via håndberegninger og designkurver fra Ahrens, H., & Lindner, E. & Lux, K. H. (1982) og Duddeck, H. (1972). Det ble gjort enkelte forenklinger i disse beregningene:

- Oppførselen i tverretningen og lengderetningen ble vurdert separat.
- Det ble ikke tatt hensyn til stivhetsvariasjonen i tunnelkonstruksjonens lengderetning som følge av at konstruksjonen er stivere ved gitterbuene enn mellom disse.
- Tunneltverrsnittet ble betraktet som et sirkelsegment med ekvivalent radius.
- Jorden og berget er modellert forenklet.

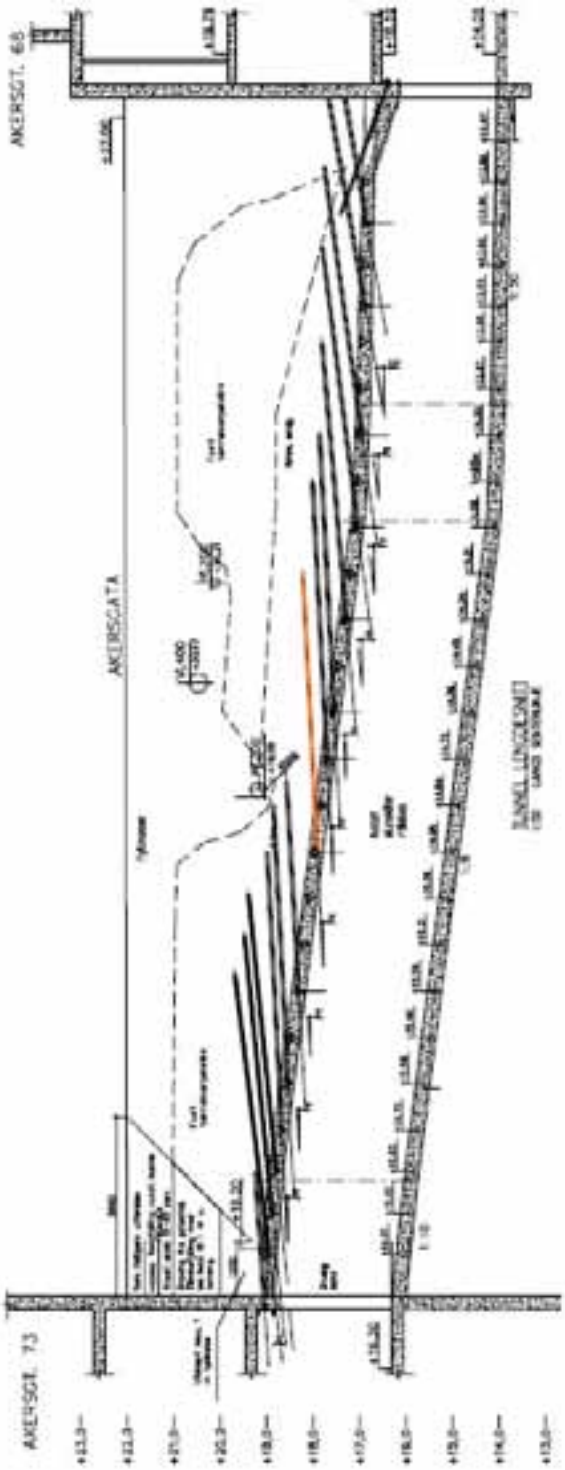


a) Innledende tunnelgeometri.



b) Endelig valgt tunnelgeometri.

Figur 3 Tunnelgeometri.



Figur 4 Lengdesnitt av tunnelen med 6 m lange sementinjiserte spilingbolter for hver 2 m.

Ut fra grovdimensjoneringen ble følgende arbeidsprosedyre for forsterkning av tunnelen i tverretningen og lengderetningen foreslått av Borchardt Infosystem AB:

- Tunnelen drives i etapper på 1 m med uttak av hele tunneltverrsnittet. Det forutsettes sikring med påføring av 75 mm sprøytebetong umiddelbart etter sprengning og utlasting.

- Deretter monteres en 3-stangs gitterbue av typen Pantex 130/26/34 for hver meter som vist i prinsippskissen i figur 2. Gitterbuene består av profiltilpassede, bøyde rundjern som sveises på ”spindler” til en forsterkningsbue. De spennes mot tunnelveggen og boltes fast i tunnelsålen.

- Gitterbuen sprøytes inn med sprøytebetong umiddelbart etter monteringen av buen. Før videre framdrift kreves et dekkskikt på minst 70 mm sprøytebetong på gitterbuen. Sprøytebetongskallet på foregående 1 m etappe skal økes med minst 70 mm til 140 mm tykkelse. Sprøytebetongen skal ha oppnådd tilstrekkelig bæreevne før neste drivingsetappe på 1 m begynner. Dette vurderes å skje etter 8 timer. Sprøytebetongen er fiberarmert, og det stilles krav til at denne tilfredsstiller energiabsorbsjonsklasse E700.

- Entreprenøren står fritt til å bestemme når resterende sprøytebetongarbeide skal utføres for å oppnå den totale teoretiske tykkelsen på 315 mm som består av 75 mm dekkskikt mot berg/jord, 190 mm tilsvarende gitterbuens høyde, samt 50 mm dekkskikt inn mot tunnelen som vist på tegningen i figur 3.

- Med en driveetappe på 1.0 m må det etableres en ”skjerm” med ”spilingbolter” fra annenhver gitterbue. Spilingboltene utgjøres av injeksjonsstag TITAN 40/16 som installeres i vifteform gjennom aktuell gitterbue med en helning på 10° i forhold til tunnelens lengdeakse. Senteravstanden mellom boltene er på 0.4 m ved ansettet, og øker med økende avstand fra ansettet. Stagene bores inn i berget/jorden til en lengde på 6 m med sementinjisering. Dette gjør at taket i åpen sone til enhver tid er forsterket av minst tre bolteskjermer, minst to bolteskjermer de neste to meterne og minst en bolteskjerm de siste to meterne. Det henvises til figur 4.

Basert på dette, ble det i den videre prosjektering forutsatt følgende:

- Minst 190 mm konstruktiv, fiberarmert sprøytebetong er påført tunnelveggene frem til siste gitterribbe før neste drivingsetappe påbegynnes. Sprøytebetongen har minst oppnådd en elastisitetsmodul $E_{ck} = k_E \cdot (f_{cck})^{0.3} = 9500 \cdot (f_{cck})^{0.3} = 15$ GPa og dermed en sylinderfasthet f_{cck}=4.6 MPa.

- Injisert sement rundt hver spilingbolt antas å omfatte et sirkulært område som har 1.5 ganger større diameter enn bordiameteren på 70 mm. Mørtelen i den injiserte sonen er noe eldre enn sprøytebetongen i tunnelveggene ved driving av tunnelen forbi et gitt tverrsnitt, men er av dårligere kvalitet på grunn av innblanding av borkaks og mulig oppsprekking, og antas dermed å ha 50 % lavere stivhet og styrke, dvs. E_{ck} = 7.5 GPa og f_{cck}=2.3 MPa.

5 ELEMENTMETODEANALYSER MED PLAXIS 3D TUNNEL

5.1 Generelt

MULTICONSULT AS har utført tredimensjonale elementmetodeanalyser av samvirket mellom tunnelkonstruksjon og jord/berg for kritisk område av tunnelen med PLAXIS 3D-Tunnel Version 2.0, PLAXIS (2004). Det er forutsatt en jevnt fordelt terrenglast på 15 kPa, og tunnelgeometri som vist i figur 3a. Analysen er utført i bruksgrensetilstanden med karakteristiske jordparametere.

Hovedhensikten med analysene er å vurdere deformasjoner som følge av at det tas ut en ny lengdeseksjon med jord/berg i stuffen, og å belyse forenklinger som er gjort i grovdimensjoneringen og tredimensjonale effekter generelt.

5.2 Jord- og bergmodellering

I analysene med PLAXIS 3D Tunnel er lagdelingen og jordoppførselen modellert mer detaljert enn under grovdimensjoneringen. Jorden er antatt å oppføre seg ikke-lineært, elasto-plastisk ved bruk av Hardening Soil modellen (HSM). Jordparameterne er vist i tabell 1. Denne modellen tar blant annet hensyn til at jordens stivhet er spennings- og tøyningsavhengige, og skiller mellom jordoppførsel ved første gangs pålasting og avlasting-rebelastning.

Berget er antatt å være oppsprukket alunskifer av dårlig kvalitet, og er modellert elastisk-ideelt plastisk via Mohr-Coulomb modellen (MCM) i PLAXIS. Materialparameterne er vist i tabell 1.

Den injiserte sementen rundt hver spilingbolt bidrar til å forsterke jorden i tunneltaket. I den lengdeseksjonen hvor det bare er en bolteskjerm antas effekten neglisjerbar, mens det antas at en 0.5 m og 0.8 m høy sone av jorden er forsterket i lengdeseksjonene med henholdsvis to og tre bolteskjermer. I forsterket sone er jordens stivhet og styrk økt i henhold til volumprosenten injisert betong på ca. 5 %. Forsterket sone er antatt å oppføre seg elastisk – ideelt plastisk ved bruk av Mohr Coulomb modellen. Materialparameterne er vist i tabell 1.

Tabell 1 Jordparametere.

	Fyllmasser	Tørrskorpe-leire	Sandig morene	Sementinjisert jord	Alunskifer
Jordmodell	HSM	HSM	HSM	MCM	MCM
Jordoppførsel	Drenert	Drenert	Drenert	Drenert	Drenert
Tyngdetetthet γ (kN/m^3)	19.5	19.5	19.5	20	26
Friksjonsvinkel, φ (°)	35	32	35	0	40
Dilatansvinkel, $\psi=\varphi$ -30 (°)	5	2	5	0	0
Kohesjon, c (kPa)	0.1	0.1	0.1	115	100
Youngsmodul E_{oed}^{ref}, E_{50}^{ref} (MPa)	20	10	20	385	1 000
Modulekspoenent, m	0.5	0	0.5	-	-
Tverrkontraksjonstall ν_{ur}, ν	0.2	0.2	0.2	0.2	0.15
Avlastingsmodul E_{ur}/E_{50}	3	3	3		-
Strekkstyrke (kPa)	0	0	0	10	40

5.3 Modellering av tunnelvegger og spilingbolter

Gitterbuene, de utstøpte gitterbuene og sprøytebetongveggene mellom disse er modellert som elastiske plateelementer i PLAXIS med bøyestivhet og aksialstivhet per m i tunnelens lengderetning som vist i tabell 2. Tunnelveggens konstruktive tykkelse er forenklet antatt lik gitterbuenes tykkelse på 190 mm i hele tunnelens lengderetning.

- Gitterbuene av typen Pantex 130/26/34 har en bredde på 220 mm i tunnelens lengderetning. Disse består i hovedsak av kompakte stålstenger; to med diameter 26 mm og en med diameter 34 mm.

- De fiberarmerte sprøytebetongveggene mellom gitterbuene er 780 mm brede i tunnelens lengderetning.

- Gitterbuene innstøpes med sprøytebetong etter hvert som tunnelen drives. Det antas at betongen i gitterbuene er av samme kvalitet og har oppnådd samme stivhet og styrke som betongen mellom gitterbuene. Ekvivalente stivheter for det sammensatte tverrsnittet er vist i tabell 2.

Tabell 2 Materialegenskaper for tunnelveggene.

	ν	E (GPa)	EI (kNm^2/m)	EA (kN/m)	w (kN/m/m)
Gitterbue 130/26/34	0.3	210	12 065.5	1 880 243.2	0.86
Sprøytebetongvegg	0.2	15	8 573.8	2 850 000.0	4.75
Utstøpte gitterbue	0.2	32.8	20 639.2	6 234 023.2	5.60

Sementinjiserte spilingbolter av stål brukes til å forsterke jordtaket i den 1 m lange åpne sonen i stuffen. Boltene etableres i vifteform i en vinkel på 10° med tunnelaksen fra hver andre gitterbue og har en lengde på 6 m. Dette gjør at den øvre del av stuffen er forsterket av tre bolteskjermer. Senteravstand mellom boltene i naboskjold er på 0.35 m. I enden på utsprengt lengdeseksjon er avstanden fra senterlinje gitterbue til senter av nedre, midtre og øvre boltevifte henholdsvis 0.35 m, 0.7 m og 1.05 m. Senteravstanden mellom boltene i bueretningen er på 0.4 m ved ansettet i gitterbuen, og øker over den 1 m lange åpne sonen i stuffen til 0.54 m, 0.67 m og 0.80 m i henholdsvis nedre, midtre og øvre bolteskjold.

Selve spilingboltene av stål bidrar hovedsakelig til å ta strekk i tunneltaket i lengderetningen, men har ingen forsterkende effekt i tverretningen. I PLAXIS-analysen er derfor spilingboltene i hvert skjold modellert som et geogrid med utsmurt aksialstivhet, som kun kan ta aksialt strekk. Sementinjiseringen rundt boltene bidrar imidlertid til å forsterke jordvolumet i tunneltaket og er modellert som jord med høyere stivhet og styrke enn jorden rundt.

I PLAXIS-analysene er det av programtekniske årsaker forenklet antatt at spilingboltene er parallelle med tunneltaket i lengderetningen, mens de i virkeligheten er innfestet i gitterribbene. For å ta hensyn til dette i modellen er bolteskjermene i midtre og nedre skjold modellteknisk forlenget til venstre rand og fastholdt mot horisontal forskyvning der. Aksialstivheten er korrigert for dette. Tabell 3 viser ekvivalent aksialstivhet for bolteskjoldene.

Tabell 3 Materialegenskaper for skjoldene av spilingbolter.

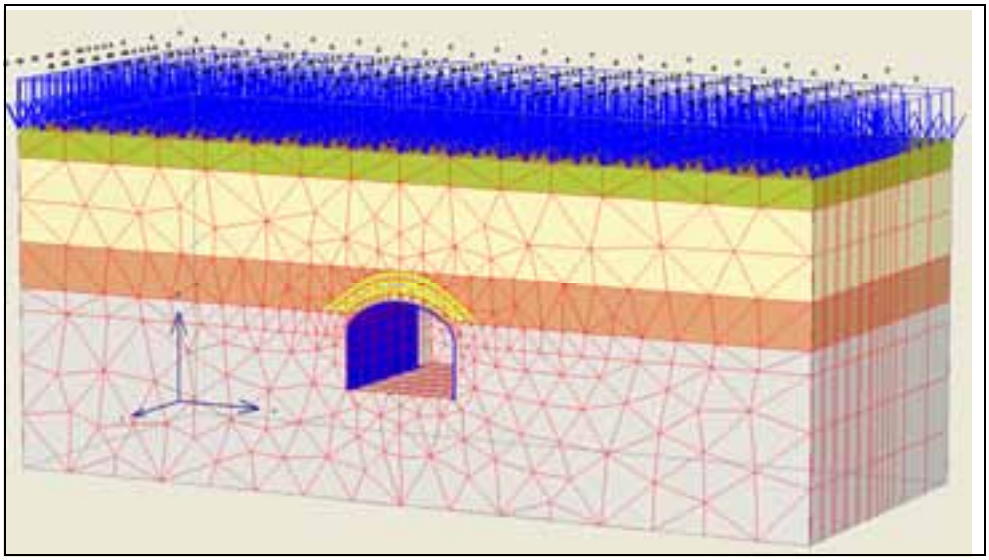
	f_{korr} (-)	cc (m)	$K=f_{korr}\cdot E\cdot A/cc$ (kN/m)
Nedre bolteskjold	6/10	0.54	169 400
Midtre bolteskjold	6/8	0.67	170 664
Øvre bolteskjold	6/6	0.80	190 575

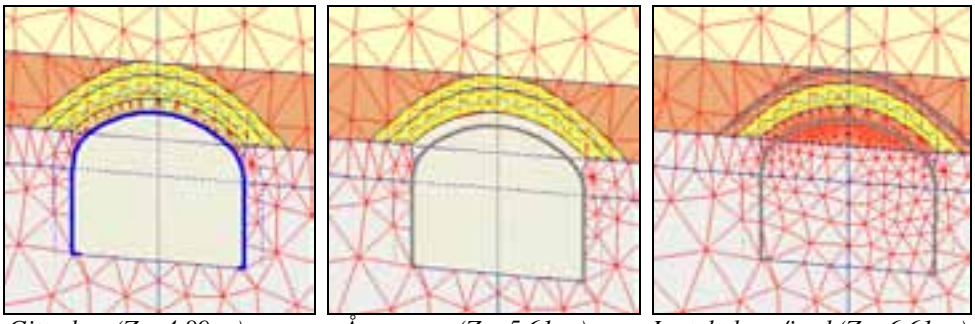
5.4 Beregningsmodell og beregningsfaser

Beregningsmodellen omfatter en 12 m lang lengdeseksjon av tunnelen i det kritiske området hvor tunnelen drives delvis gjennom løsmasser og løsmasseoverdekningen er størst. Modellen består av 5 m ferdig avstivet tunnel, 1 m åpen sone og 6 m inntakt jord/berg foran stuffen. Den avstivede delen i modellen består fra venstre mot høyre av en halv utstøpt gitterbue, 4 utstøpte gitterbuer, sprøytebetongvegger mellom disse, og en gitterbue som ikke er utstøpt.

I analysen etableres først initialspenningstilstanden via en hviletrykksberegning. Deretter etableres 5 m avstivet tunnel før jord-/bergvolumet inni fjernes. Til slutt nullstilles deformasjonene og en 1 m lang seksjon med inntakt jord/berg fjernes i stuffen.

Figur 5 viser elementmodellen med lagdeling, konstruksjonselementer og terrenglast etter at 5 m av tunnelen er ferdig avstivet og 1 m jord/berg er tatt ut i stuffen. I modellen peker X-aksen mot høyre, Y-aksen oppover og Z-aksen ut av planet (motsatt av driveretningen). Elementmodellen består av 19 plan i Z-retningen. Frontplanet tilsvarer Z=0 m. Nederst i figur 5 vises et plan hvor veggene er avstivet med gitterbue (Z=-4.89 m), et plan midt i åpn sone (Z=-5.61 m) og et plan i stuffen med intakt berg/jord (Z=-6.61 m).





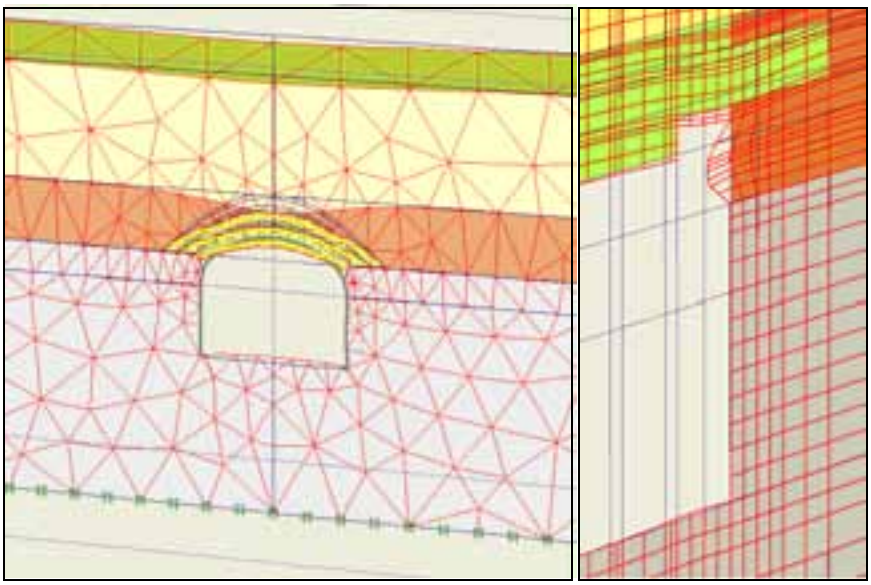
Gitterbue (Z=-4.89 m) *Åpen sone (Z=-5.61 m)* *Inntakt berg/jord (Z=-6.61 m)*

Figur 5 Tredimensjonal elementmodell med tre plan i modellen.

5.5 Jord- og bergoppførselen

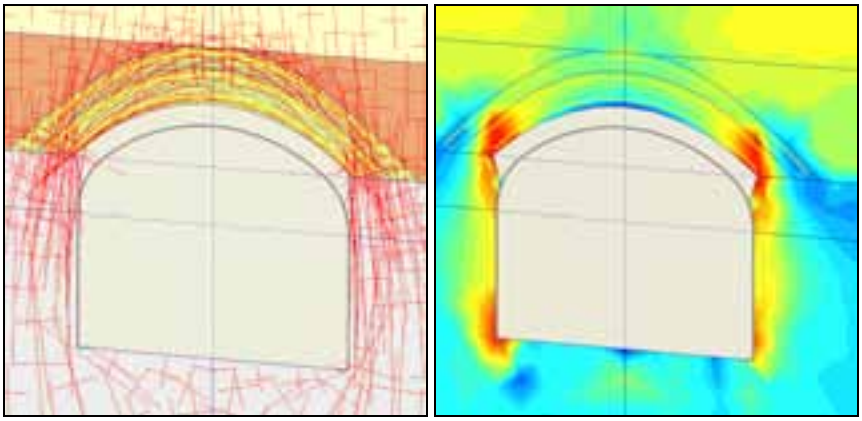
Figur 6 viser deformasjoner i åpen sone som følge av det tas ut en 1 m lang lengdeseksjon i stuffen. Til venstre i figuren vises deformasjoner i et tverrsnitt midt i åpen sone (oppskalert 500 ganger), og til høyre vises deformasjoner i et sentrisk lengdesnitt (oppskalert 100 ganger). Maksimal deformasjon tilsvarer en terrengsetning på 4.5 mm sentrisk over åpen sone.

Figur 7 viser spenningstilstanden i jord/bergvolumet rundt den åpen sonen via hovedspenningskors til venstre og relativ skjærmobilisering til høyre. Hovedspennings-retningene viser at det dannes en trykkbue i tverretningen over åpen sone. Skjærmobiliseringen er størst på høyre og venstre side av henget.



Tverrsnitt midt i åpen sone. *Sentrisk lengdesnitt.*

Figur 6 Tilleggsdeformasjoner ved uttak av en 1 m lang seksjon.

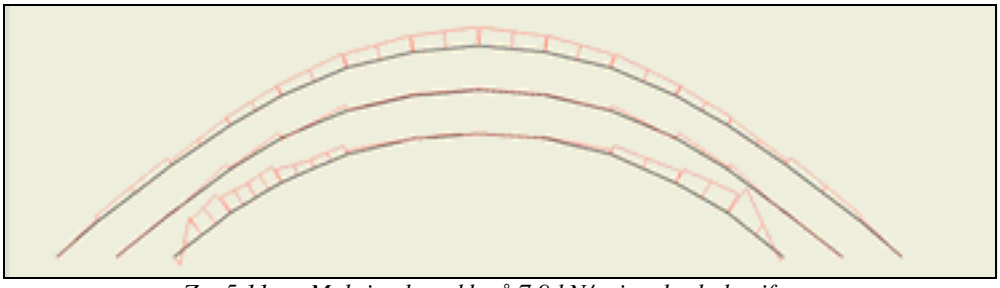


Figur 7 Hovedspenningskors og relativ skjærmobilisering i snitt midt i åpen sone.

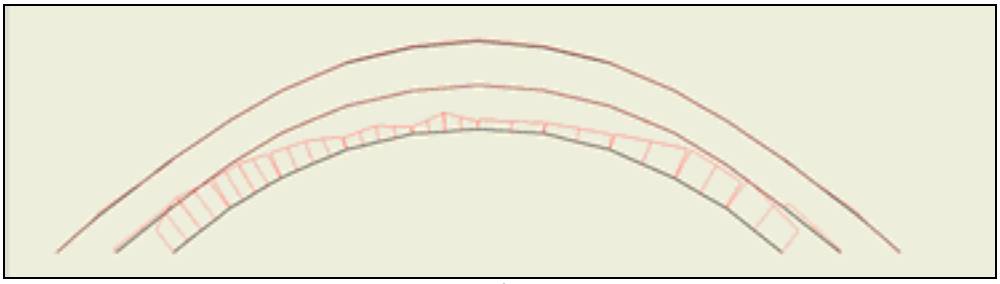
5.6 Spilingboltene

Tre skjermer med spilingbolter overfører strekk i tunneltakets lengderetning. I modellen er disse modellert som tre geogrid med utsmurte egenskaper som bare tar aksialt strekk.

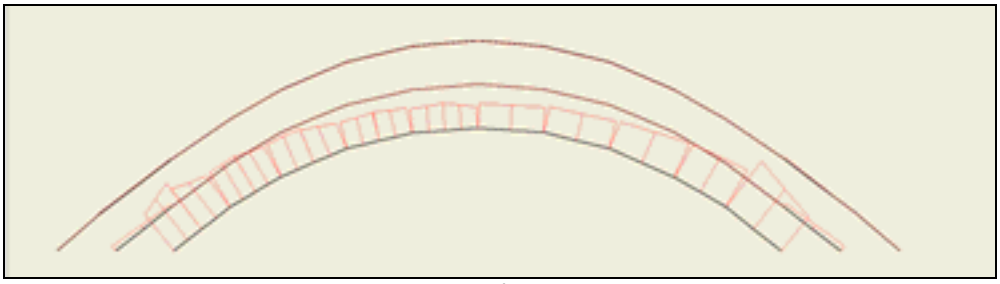
Figur 8 viser opptredende aksialkraft N22 i membranenes lengderetning i tre tverrsnitt i åpen sone; henholdsvis i starten på åpen sone (Z=-5.11 m), midt i åpen sone (Z=-5.61 m) og i enden på åpen sone (Z=-6.11 m). Maksimal strekk på 16.6 kN/m opptrer i nedre bolteskjerm, i enden på åpen sone.



Z=-5.11 m: Maksimal strekk på 7.9 kN/m i nedre boltevifte.



Z=-5.61 m: Maksimalt strekk på 10.8 kN/m i nedre boltevifte.

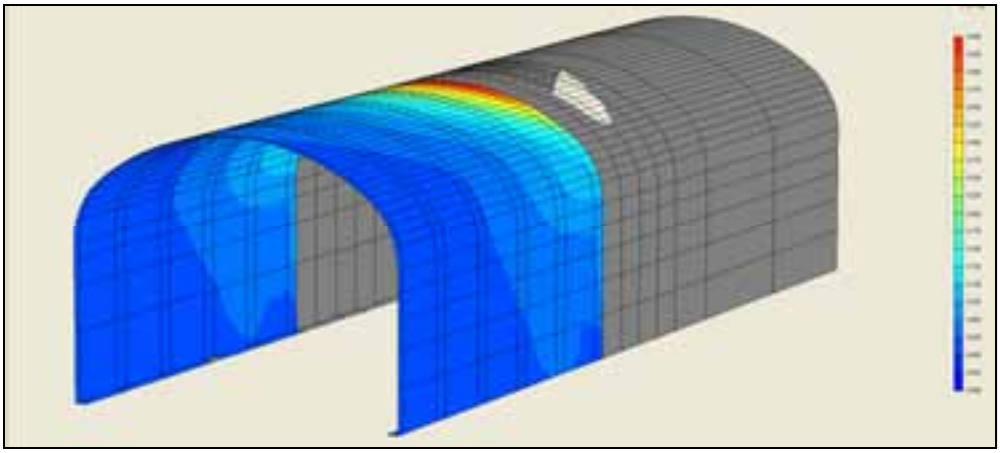


Z=-6.11 m: Maksimalt strekk på 16.6 kN/m i nedre boltevifte.

Figur 8 Aksialkraft N22 i lengderetningen i bolteskjermene i åpen sone.

5.7 Gitterbuer og sprøytebetongvegger

Figur 9 viser deformasjon av gitterbuer og sprøytebetongvegger som følge av at det tas ut en ny lengdeseksjon på 1 m. Det lyse feltet utenfor konstruksjonen i plottet er en grafisk feil i plotteprogrammet. Maksimal nedbøyning av tunneltaket er på 4.4 mm og opptrer sentrisk i tunneltaket, nærmest den åpne lengdeseksjonen.

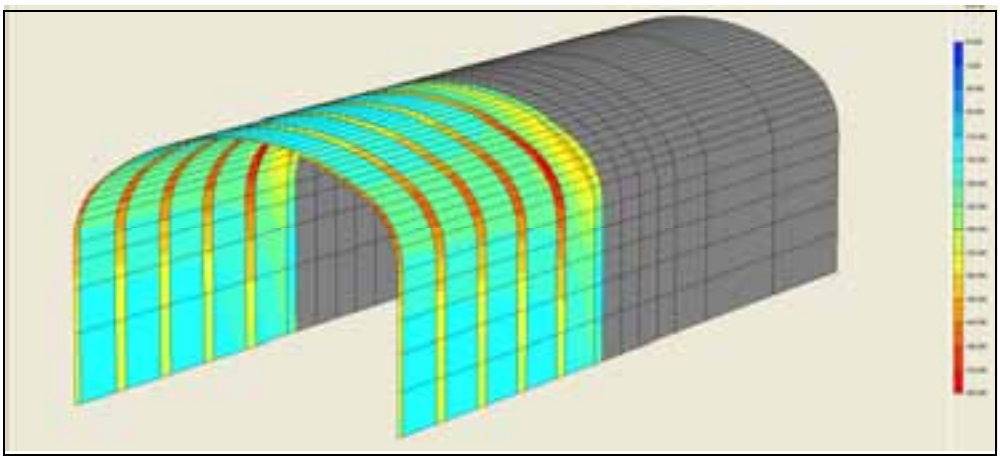


Figur 9 Deformasjoner av gitterbuer og sprøytebetongvegger. Ekstremverdi 4.4 mm.

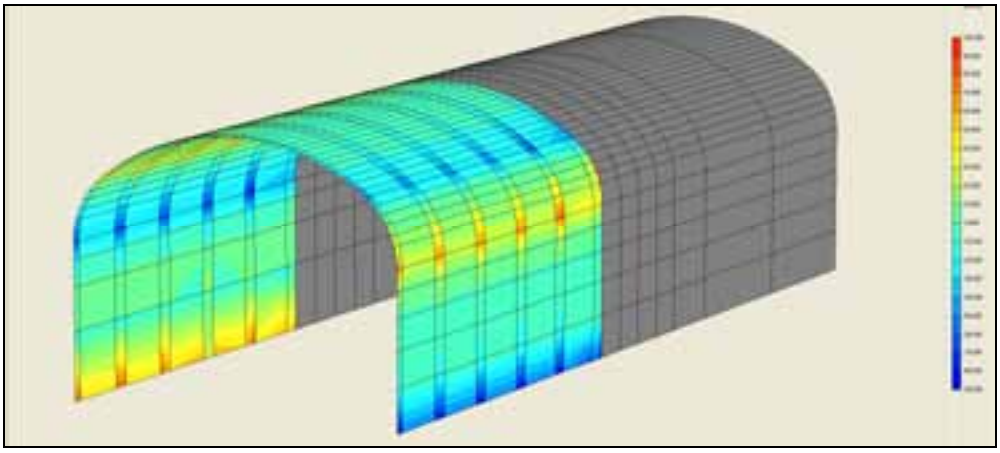
Figurene 10, 11 og 12 viser hvordan karakteristiske snittkrefter i tunnelkonstruksjonen fordeler seg i gitterbuer og sprøytebetongvegger. N11 er aksialkraft i platas bueretning (hovedretning), Q13 er skjærkraften vinkelrett på plata over dens hovedretning i tverrplanet og M11 er bøyemomentet om tunnelens lengdeakse (Z-aksen). Maksimal karakteristisk aksialkraft, skjærkraft og bøyemomentet er lik 540 kN/m, 93 kN/m og 28 kNm/m.

Figur 13 viser fordelingen av bøyemomentet M11 i utstøpt gitterbue, i sprøytebetongvegg og i gitterbue uten støp. Maksimalt bøyemoment på 28 kNm/m opptrer i den utstøpt gitterbuen, bøyemomentet på 20 kN/m opptrer i gitterbuen som ennå ikke er utstøpt og bøyemomentet på 13 kN/m opptrer i sprøytebetongveggen.

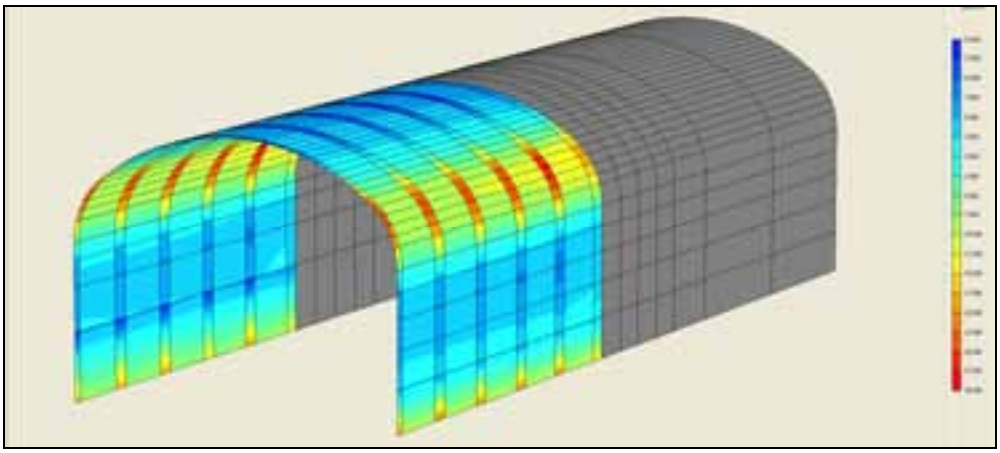
Dette viser som forventet at de stiveste konstruksjonselementene pådrar seg mer last enn de mer fleksible konstruksjonselementene. I tillegg fremgår det at spenningskonsentrasjonen er størst rett over vederlaget, dvs. der konstruksjonen har minst krumningsradius, og samtidig har sidestøtte av berg.



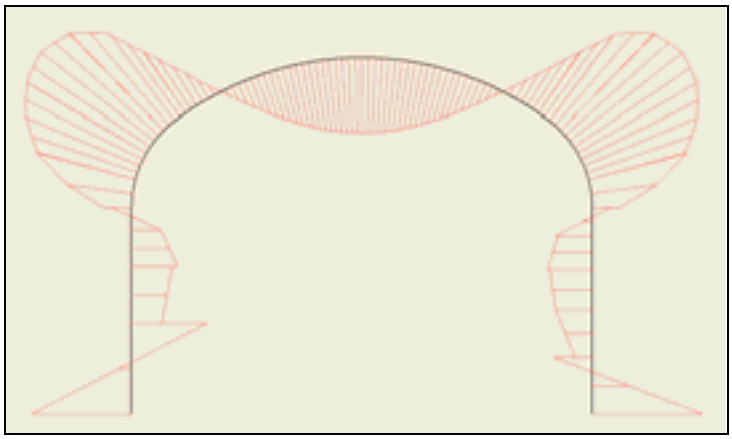
Figur 10 Aksialkraft N11 i bueretningen i tunnelkonstruksjonen. Ekstremverdi -540 kN/m.



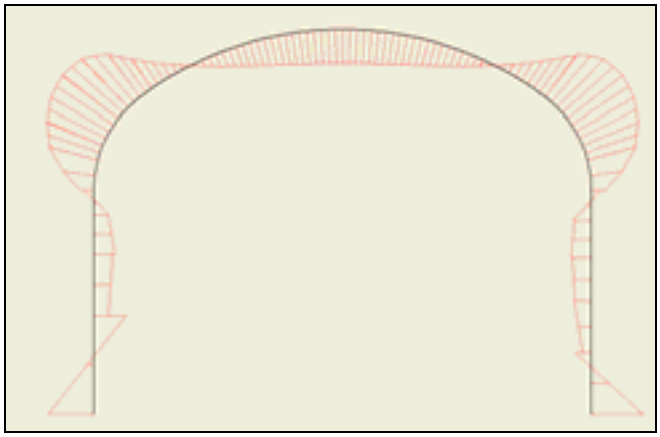
Figur 11 Skjærkraft Q13 i tunnelkonstruksjonen. Ekstremverdi 93 kN/m.



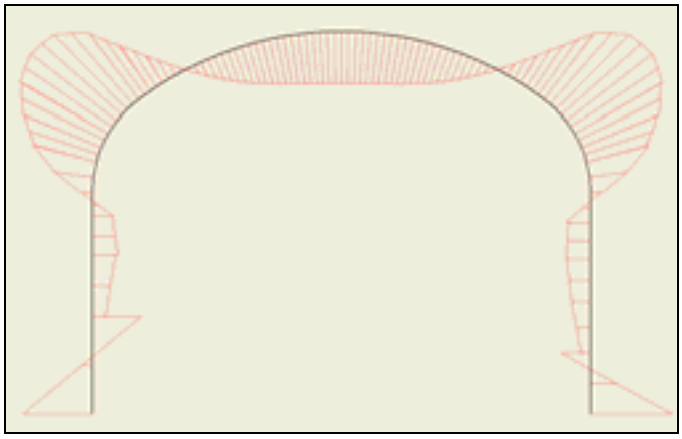
Figur 12 Bøyemoment M11 i tunnelkonstruksjonen. Ekstremverdi -28 kNm/m.



Z=-3.89 m: Ustøpt gitterbue. Ekstremverdi -28 kNm/m



Z=-4.11 m: Sprøytebetongvegg Ekstremverdi -13 kNm/m



Z=-4.89 m: Gitterbue uten støp. Ekstremverdi -20 kNm/m

Figur 13 Fordeling av bøyemoment M11 i gitterbuer og sprøytebetongvegger.

6 FINJUSTERING AV TEKNISK LØSNING BASERT PÅ 3D-ANALYSENE

Analysene ble utført for å vurdere deformasjoner som følge av at det tas ut en lengdeseksjon i stuffen, og for å belyse forenklinger som er gjort i grovdimensjoneringen og tredimensjonale effekter generelt.

Analysene viste at deformasjonene er akseptable. I tillegg viste de at det oppstår spenningskonsentrasjoner i tunnelkonstruksjonen som følge av valgt tunnelgeometri og stivhetsvariasjoner i lengderetningen.

Dette gjorde det nødvendig med en mindre justering av tunnelgeometrien, samt detaljvurderinger av konstruksjonens stivhet og kapasitet:

- Radiusen over vederlaget ble økt med 200 mm fra 1115 mm til 1315 mm.
- Spenningene i de utstøpte gitterbuene ble vurdert i detalj som spenninger i en armert betongbue.
- Stivheten og kapasiteten til sprøytebetongen ble detaljvurdert ut fra utstøpningsgrad (hvor mange lag sprøytebetong som er påført) og alder.

REFERANSER

Ahrens, H., & Lindner, E. & Lux, K. H. (1982): "Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein", Die Bautechnik 8/1982, S. 260-311.

Duddeck, H. (1972): "Zu den Berechnungsmethoden und zur Sicherheit von Tunnelbauten", Der Bauingenieur 47/1972, Heft 2, S. 43-52.

PLAXIS (2004): "PLAXIS 3D TUNNEL – version 2 Users manuals", Delft University of Technology & PLAXIS B.V., The Netherlands.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

Permanent ”fuglekasse”-spunt ved E18 i Lier

Sivilingeniør Grete Tvedt, Statens Vegvesen
Sivilingeniør Knut Erik Lier, Multiconsult

Sammendrag

Spuntarbeidene på E18 i Lier var en del av prosjektet ny motorvegbru i Drammen. Veistrekningen er 970 m lang, men på den nordligste enden går veiutvidelsen ut i null. Byggeperioden for ”Vei i Lier” var 1.4.2004 – 1.6.2005.

Det ble rammet 3 permanente spuntvegger som ble forblendet med betong. Spuntveggene ble avstivet med permanente stag, men det ble ikke benyttet ordinære puter. I stedet ble det benyttet ”fuglekasser” i spuntbukene for å spare plass.

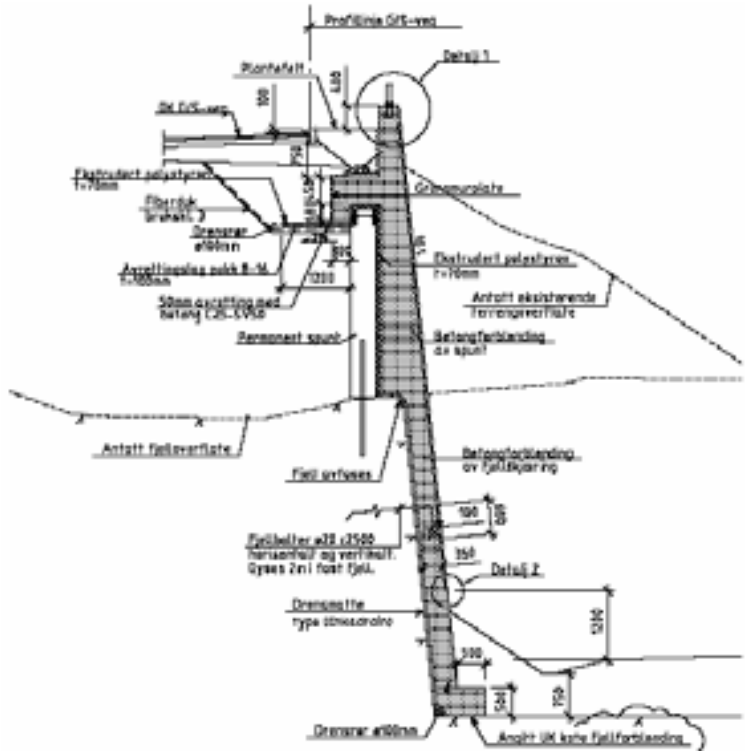
Vi har beskrevet prosjektering og sammenlignet beregningene med målinger foretatt under arbeidets gang. I tillegg har vi oppsummert erfaringer fra arbeidets gang under levering, ramming og oppspenning av spunt.

Prosjektbeskrivelse

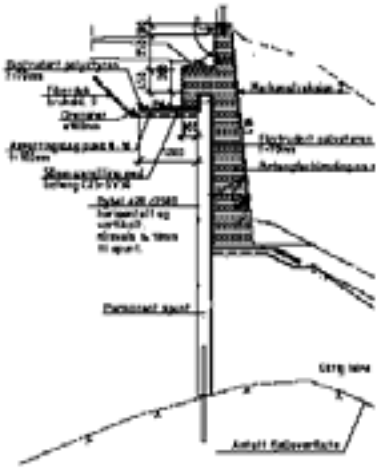
Statens vegvesen har bygget ny motorvegbru over Drammenselva. Prosjektet omfatter en utvidelse av E18 fra to til fire felt og oppgradering av gammel bru. I den forbindelse ble også veien nord for brua utvidet fra to til fire felt. Kommunegrensen mellom Drammen og Lier ligger i nordenden av brua, og prosjektet med utvidelse av veien ble derfor kalt ”Vei i Lier”. Veistrekningen er 970 m lang, men på den nordligste enden går veiutvidelsen ut i null. Byggeperioden for ”Vei i Lier” var 1.4.2004 – 1.6.2005.

E18 ligger her lavt i terrenget, og Brusgårdsvei bru går over E18. På toppen av skråningen ligger gang- og sykkelvei og Teglverksveien, og mange industrilokaler og boliger. Veiutvidelsen krevde både sprenging der det er fjell, og 3 støttekonstruksjoner der det er løsmasse for å sikre gang- og sykkelvei og Teglverksveien.

Støttekonstruksjonene (Figur 1 og 2) består av en permanent spuntvegg rammet og fordyblet til fjell. På østsiden av spunten graves det ut for å bygge E18. Spunten er forankret med stag til fjell. Ved største utgravningsdybde brukes det 3 stagrader. Stagene er forankret i spuntveggen på en litt uvanlig måte med ”fuglekasser”, uten puter i stagnivå. En H-bjelke på toppen av spunten fungerer tilsvarende som en pute og gir sideveis avstiving i toppen. Spuntveggen forblendes med en armert betongvegg som henger på toppen av spunten. Betongveggen hviler også på terreng. Mellom betongveggen og spunten er det isolasjon, og grunnen er også isolert slik at frosten ikke kommer bak spuntveggen.



Figur 1. Mur 1: Spunt og fjell forblendet med betong
(Tegningen er forenklet ved at det permanente staget ikke er tegnet.)



Figur 2. Mur 3: Spunt forblendet med betong
(Tegningen er forenklet ved at det permanente staget ikke er tegnet.)

Det ble bygget 3 støttekonstruksjoner:
Mur 1 går fra pr 2364 til pr 2564 der det var spunt bak fra pr 2385 til pr 2508, dvs at muren er henholdsvis 200 m lang og den forblendete spunten 123 m lang. Murhøyden stiger fra 2,0 m i syd til 11,0 m i nord.

Mur 2 går fra pr 2648 til pr 2826 der det var spunt bak fra pr 2730 til pr 2826, dvs at muren er henholdsvis 178 m lang og den forblendete spunten 126 m lang. Muren er dels forblending av spunt og dels av fjell. Muren er jevnt over ca 5,2 m høy.

Mur 3 går fra pr 2554 til pr 2765 der det var spunt bak fra pr 2635 til pr 2765, dvs at muren er henholdsvis 211 m lang og den forblendete spunten 130 m lang. Muren går oppe langs Teglverksveien og er dels fundamentert på løsmasse og dels på fjell. Der det ikke er forblending av spunt er muren relativt lav, mindre enn 1,7 m høy. Der muren forblender spunten er den på det høyeste 4,9 m høy.

Grunnforhold

Grunnundersøkelsene viser at det er overkonsolidert leire ned til 6 m dybde. Videre nedover under dette er det normalkonsolidert leire. Grunnvannsstanden er antatt hydrostatisk fra 2,0 m under terreng.
Jordas tyngdetetthet $\gamma = 20$ kN/m^3 i hele profilets dybde.

0 – 4 m dybde: $s_{uD} = 60$ kPa $G_{50} = 100\ s_{ud}$
4 – 6 m dybde: $s_{uD} = 30$ kPa $G_{50} = 100\ s_{ud}$
> 6m dybde: $s_{uD} = 0{,}22p'_o$ $G_{50} = 100\ s_{ud}$
$s_{uA} = 0{,}33p'_o$
$s_{uP} = 0{,}11p'_o$

Der : s_{uD}, s_{uA}, s_{uP} er udrenerte skjærstyrke henholdsvis direkte, aktiv og passiv
G_{50} er G-modul for leira ved 50 % skjærstyrkemobiliseringsgrad.

Prosjektering av spunt

Trangt mellom veiene – spunt uten puter for spare plass

Det er trangt mellom E18 og Teglverksveien, og det var et landskapsmessig ønske om å bygge betongveggen i to etasjer, slik at det ble et åpnere landskap enn det en 11 m høy betongvegg gir. For å få plass til 2 vegger med et grønt areal mellom måtte betong- og spuntkonstruksjonen minimeres i bredden. Spunten ble dermed prosjektert med stag i spuntbuken og puten ble kuttet ut. Puten og staghodet bygger ca 50 cm.

Det kan diskuteres om en ved noen annen konstruktiv oppbygging av betongmuren kunne ha spart inn mye av det staghodet og puten bygger.

Andre prosjekteringsforutsetninger

- Støttekonstruksjonslevetid er 100 år
- I permanent fase forventes tosidig korrosjon
- Korrosjonsmonn: (0,03 mm/år, dvs 2x3mm = 6 mm etter 100 år)
- Støttekonstruksjon langs E18 betraktes i skadekonsekvensklasse alvorlig
- Bruddmekanisme i jord betraktes som seig
- Krav til materialkoeffisient for jordparametere: $\gamma_m = 1.4$ ($\gamma_m = 1{,}0$ i ulykkesgrensetilstand)

- Krav til materialkoeffisient for stålparametere: γ_m= 1,15 (γ_m =1,0 i ulykkesgrensetilstand)

I forbindelse med korrosjon på spunten foretok vi en litteraturstudie angående korrosjonshastigheter. Det var spesielt korrosjon i luft som vi har lite retningslinjer for i Norge, og som vises i tabell 1.

Litteratur	Miljø mot spunten	Ensidig korrosjonshastighet
Elektrokemi og korrosionsläre av Einar Mattson (92)	Landatmosfære Kystatmosfære By- og industriatmosfære	0,005 – 0,01 mm/år 0,01 – 0,03 mm/år 0,01 – 0,06 mm/år
Piling handbook Seierstad/ British Steel (feb 97)	Uforstyrret naturlig jord Vanlig atmosfære (ved høy forurensing må det vurderes spesielt) Under sjøbunn Sjøvann under tidevannssonen Tidevannssonen (akselererende korrosjon kan oppstå, og inspeksjoner anbefales) Sprutsonen for bølger	0,015 mm/år 0,035 mm/år 0,015 mm/år 0,035 mm/år 0,035–0,075 mm/år 0,075 mm/år
Miljøtunnel Horten [1)] (2004)	Uforstyrret naturlig jord (siltig leire) på en side og luftrom dekket med isopor og betong på den andre siden.	Tosidig korrosjon: 0,1 mm/10 år

1)
Vegdirektoratet har målt spunttverrsnittet i miljøtunnelen i Horten for å få erfaring med korrosjon av permanent spunt. Spunten ble målt i oktober 1993 og mai 2004, og i løpet av den perioden på ca 10 år har spunten korrodert 0,1 mm. Spunttverrsnittet har større variasjon enn det som er målt i korrosjon. Grunnforholdene er siltig leire uten innslag av humus.

Tabell 1. Korrosjonshastighet gitt i ulik litteratur

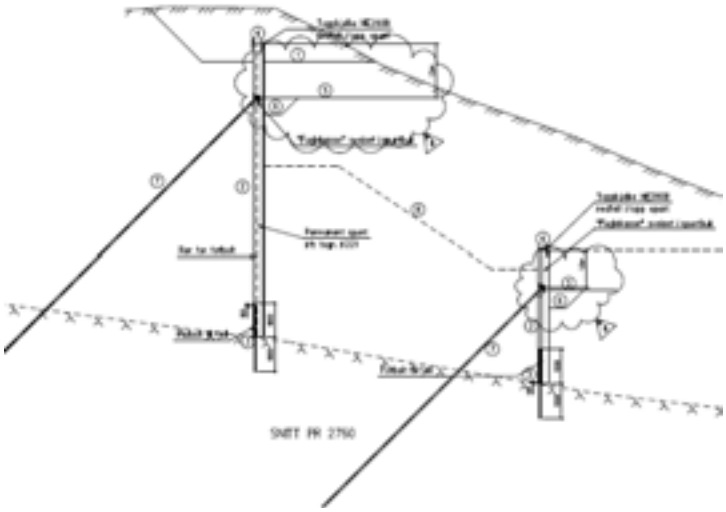
Hva er spunt med ”fuglekasser”?

Standard spunt med stag forankret i fjell er utformet slik at stagene står i 45° vinkel med vertikalaksen og har anlegg mot en pute av 2 stk U-bjelker. Puten overfører kreftene og momentene horisontalt over spuntlåsene, slik at spunten kun tar kreftene og momentene vertikalt. En detalj av en standard spunt er vist til høyre i tegning i figur 4.

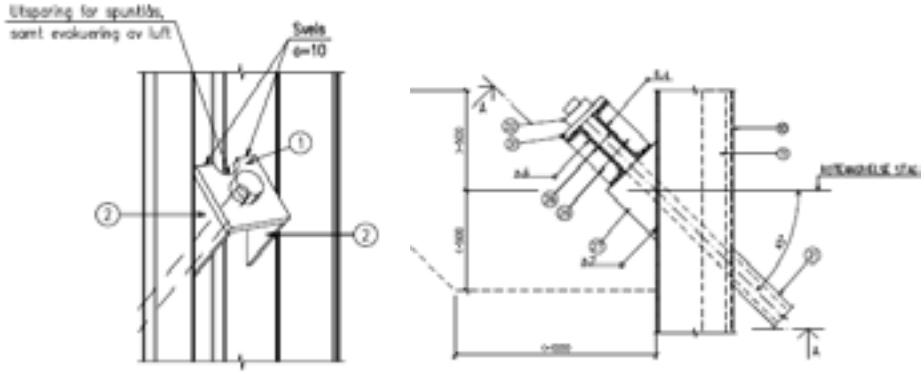
En spunt med ”fuglekasser” har ingen kontinuerlig pute, men staget settes i spuntbuken i 45° vinkel med vertikalaksen. Staghodet har anlegg på stålplater montert på trekantknekter. Disse ser ut som fuglekasser, derfor det betegnende navnet. Detaljer av fuglekasse er vist til venstre i figur 4 og i figur 5.

Det ble beregnet begrenset med horisontal overføring av krefter og momenter da vi ikke kunne ta med lastoverføring i låsene, men til erstatning for puter utført følgende tiltak:

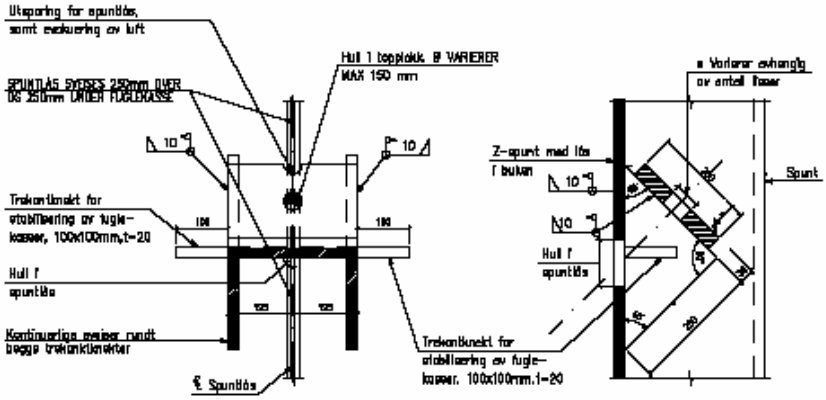
- montert toppbjelke, se figur 6
- sveist låser i underkant av staghodene
- montert plater med trapesform i spuntbukene



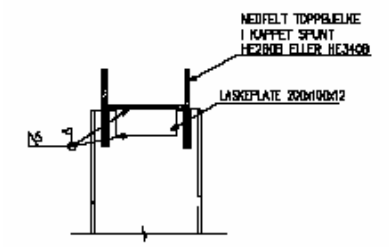
Figur 3. Snitt av fuglekassespunt i 2 etasjer



Figur 4. 3-dimensjonal skisse av fuglekasse og tegningsdetalj av ordinær spunt med pute



Figur 5. Detaljer av utforming av fuglekasse



Figur 6. Detalj av nedfelt toppbjelke (erstatning for pute)

Spuntens kapasitet uten puter (med ”fuglekasser”)

Samvirke jord-struktur analyse ble utført for vertikale snitt langs spuntveggen i plan tøyningstilstand ved hjelp av programmet VEGG [ref. 4]. Resultatene fra VEGG-analysene ble betraktet som referanseverdier for dimensjonering av spunten. Avvik fra disse referanseverdiene ble vurdert med hensyn til løsning med fuglekasser. Forankring av stag i spuntvegg gjennom fuglekasser påfører spuntnålen en konsentrert last i motsetning til plan tøyningstilstand.

En effekt av stagforankring med ”fuglekasser” er at spuntnålene mellom stag er ikke støttet av pute og dette medfører at spunten er utsatt for utbøyning i horisontal retning. I den retning har spuntveggen lite bøyestivhet og momentkapasitet slik at både utbøyninger og momenter ble vurdert, og bøyekapasitet og strekkapasitet i låsene måtte verifiseres.

Det ble foretatt beregninger med et stagmønster med vekslende stagnivå. (Dvs: I stagrad 1 og 3 var det stag i buk 1 og 3, og i stagrad 2 var det stag i buk 2 og 4.) Da det var vanskelig å verifisere momentkapasiteten over låsene, ble det til slutt valgt å sette stagene rett over hverandre og tettere på den spunten med 3 stagnivåer. På spunten med 2 stagnivåer ble det benyttet stagmønster med vekslende stagnivå.

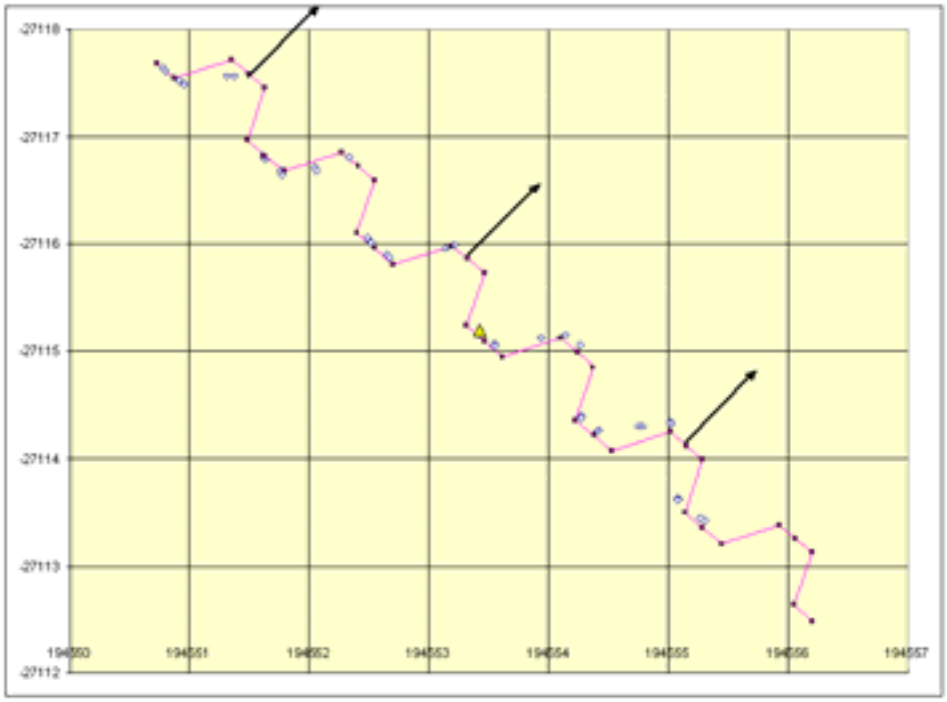
En annen effekt av en slik påføring av stagkreftene på spuntveggen er at spuntnålene med stag vil ha mindre utbøyninger enn nålene mellom stag. Dette medfører en fordeling av jordtrykk bak spunten med større intensitet mot nålene med stag enn mot nålene mellom stag (”bueeffekt”). Bueeffekten er et kjent fenomen i korttidstilstand, men den er mer usikker i langtidstilstand. Det er den samme effekten som tas i bruk når vi regner med K_A i stedet for K_0.

Med hensyn på ovennevnte effekter av løsning med stagforankring uten puter ble det bestemt og utført kontroll av utførelse og oppførsel av spuntveggen gjennom deformasjonsmålinger. Målingene med inklinometer følges også opp i permanent tilstand.

Måling av utbøyninger i horisontal retning

I området med største dybde til fjell ble det utført målinger av horisontale utbøyninger i et vertikalt snitt langs spuntveggen ved hjelp av inklinometer og påklistrete målepunkt av refleks. Inklinometerkanalen ble montert på spunten før nedramming, og den viser bevegelse av spunten i et vertikalsnitt fra start til slutt. Reflekspunktene er montert suksessivt etter som en har gravd seg nedover. Målingene av de øverste reflekspunktene viser derfor bevegelsene fra nedgraving til første stagrad til oppspenning av siste stagrad. Mens målingene av refleksene på 2. stagrad viser kun bevegelser fra nedgraving fra 2. stagrad til 3. stagrad.

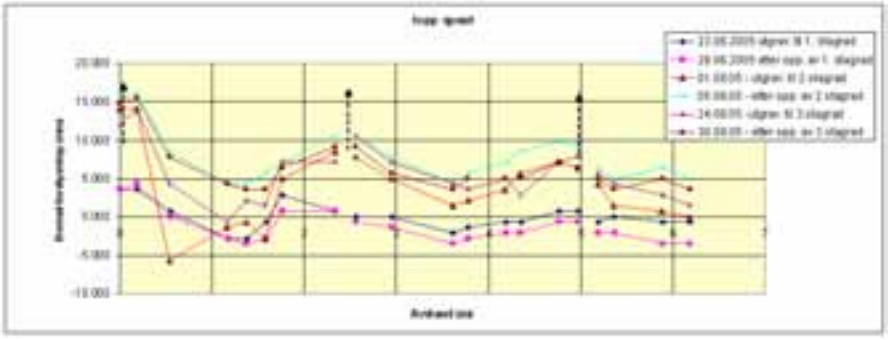
Plassering av reflekspunkter og inklinometerkanalen er vist på Fig.7. Som man ser på Fig.7, er det noen uoverensstemmelser mellom x og y koordinater av målepunktene og spuntgeometri. Dette skyldes ikke bare måleunøyaktighet (ca ±2 mm), men også små relative rotasjoner av nålene i forhold til teoretisk spuntaksen og sammenpressing av nålene. Målepunktene ligger i forskjellige dybder fra spunttoppen og koordinatene kan også inkludere små initiale utbøyninger /helning av spuntveggen.



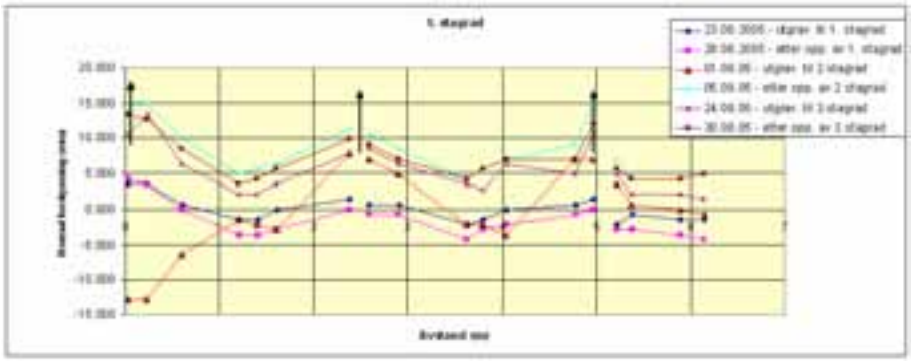
Figur 7. Plan av området med målepunkter, inklinometerkanal og plassering av stag i første rad.

Tolking av innmålte forskyvninger

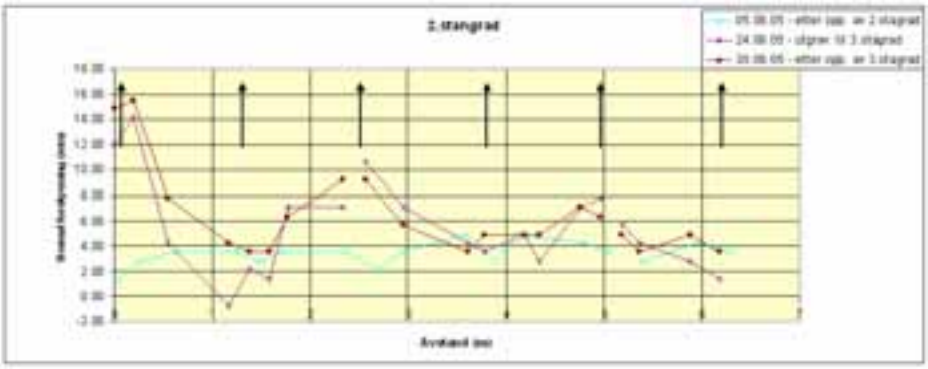
For å kunne tolke resultatene fra målinger er horisontal forskyvningene i x- og y-retning, komponert for å beregne horisontal forskyvning i retning normalt på spuntaksen (ca 45˚ fra x-aksen), Fig.7. Målte horisontale forskyvninger normalt på spuntaksen er presentert i Fig. 8, 9 og 10 for henholdsvis nivå topp spunt, 1. stagrad og 2. stagrad. Avstanden er beregnet fra målepunkt 31 (første målepunkt til venstre i Fig. 8). Horisontalt målte forskyvninger er presentert i fig. 8, 9 og 10 kan ses på som forskyvninger av spuntaksen i normalretningen, og de gir en indikasjon om størrelsen på bueeffekten som følge av stagforankring uten pute (”Fuglekasse-løsning”).



Figur 8. Horisontale forskyvninger ved topp spunt.



Figur 9. Horisontale forskyvninger ved 1. stag rad

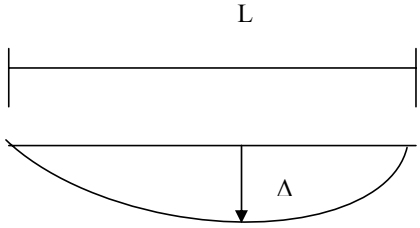


Figur 10. Horisontale forskyvninger ved 2. stag rad.

Nivå	Utgravning til 2.stag rad	Etter oppspenning av 2. stagrad
Topp spunt	0.7	0.3
1.stagrad	0.5	0.4
2.stag rad	0.5	0.4

Tabell 2. Målte relative utbøyninger, Δ/L (%)

Målte verdiene av forskyvninger normalt på spuntveggen viser at relative utbøyninger, Δ/L, (se Fig.11) varierer med arbeidssekvensene og utgravningsdybde. Maksimal verdier registreres etter utgravning til 2. stag rad der den er opp til ca. 1 %, se tabell 2.



Figur 11. Relativ utbøyning

Som ledd i arbeidet med å påvise bueeffekten, ble det utført elementanalyser med PLAXIS. Resultatene fra disse analysene har vist at man kan forvente relative utbøyninger (Δ/L) i størrelsesorden 1 til 5 % når stagavstanden er 2,5 m.

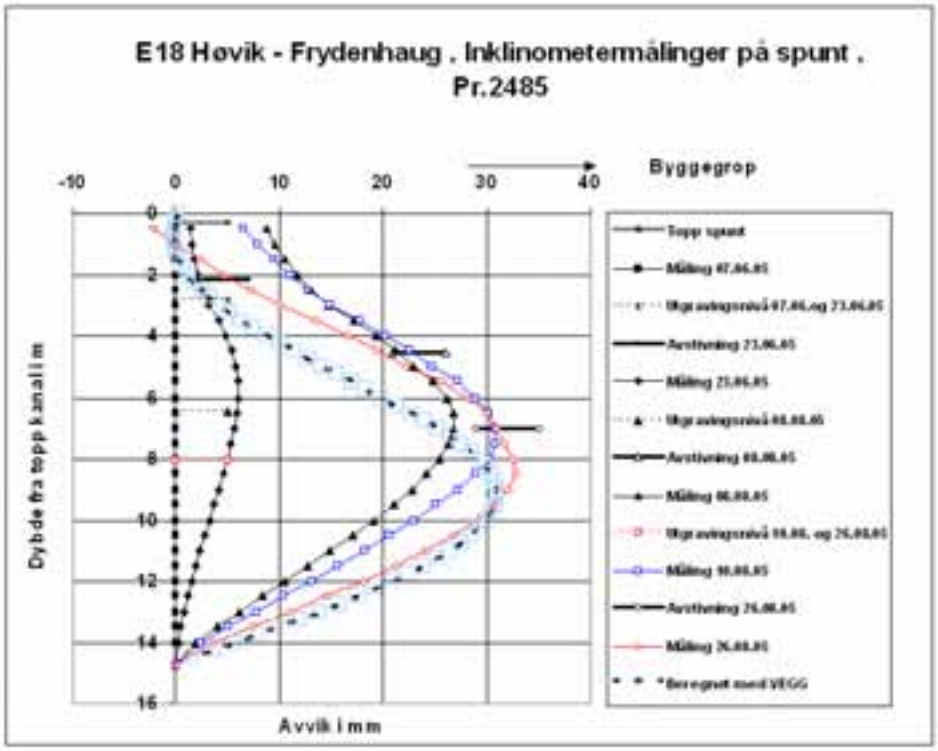
Stagene i 1. stagrad står i annen hver spuntbuk dvs. med senteravstand på 2,52 m, men i 2. stagrad står i stagene hver spuntbuk dvs. med senteravstand på 1,26 m, og dermed vil bueeffekten i 1. stagrad dels tas opp av toppbjelke og dels tas opp av stagene i 2. stagrad som står med halv avstand.

Tilsvarende utbøyninger i horisontal retning langs en vertikal snitt i profil 2485 målt ved inklinometerkanal nr.3 er vist på Fig.12. Figuren viser også for sammenligning, de beregnede verdier ved hjelp av programmet VEGG, for siste arbeidssekvens hvor bueeffekten på grunn av fuglekasse-løsning er tatt hensyn til. Maksimal utbøyning målt med inklinometer er ca. 33 mm mens beregnet maksimal utbøyning i siste arbeidssekvens (ikke permanent tilstand) er ca 30 mm. Man kan konkludere at målingen stemmer relativt godt med beregnede verdier.

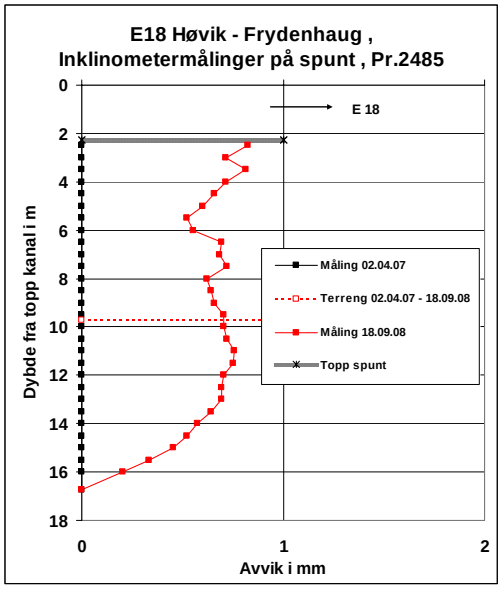
Mellom nedre stagrad og terreng er de målte forskyvningene ca. 5 – 8 mm større enn de beregnede. Dette er vel innenfor hva en kan forvente mellom teori og praksis. Utbøyningens form kan indikere at beregningsmodellen ikke ivaretar lastsituasjonen tilstrekkelig i dybden. Men det kan heller ikke utelukkes at kreftene i stagene ikke er lik de teoretiske, da vi ikke har målt staglastene med staglastmålere.

Etter arbeidene var ferdig er det målt med inklinometer i april 2007 og september 2008. I løpet av 1 ½ år er det mindre enn 1 mm forskyvning på spunten, det vil si at den står tilnærmet i ro.

Tolkning av målte forskyvninger viser at spuntforskyvninger ikke overstiger de forskyvningene som var beregnet i prosjekteringsfasen.



Figur 12 Spuntutbøyninger ved inklinometerkanal (punkt 3) sammenlignet med beregnede verdier i siste fase ("Beregnet med VEGG")



Figur 13 Spuntutbøyninger ved inklinometerkanal (punkt 3) etter arbeidene er ferdig.

Sammenligning mellom spunt med puter og fuglekasser

Rådgiver brukte mye ressurser og avanserte beregningsmetoder for å verifisere spunt med 3 stagnivå uten puter. Det var mange diskusjoner om hvordan momentkapasiteten ble ivaretatt over spuntlåsen. Toppbjelken overførte momentkapasiteten i 1. stagrad, men i 2. og 3. stagrad ble løsningen å sette stagene tettere, da det ikke ble verifisert hvordan låsene tok vare på bøyekapasiteten.

Ved bruk av fuglekassespunt må derfor stagene stå tettere enn ved bruk av standard spunt med pute. Vi vil senere se på den kostnadsmessige betydningen av dette valget.

Erfaringer fra utførelse av spuntarbeidene

Fremdrift

Entreprisen startet 1.3.2005 og ble ferdigstilt 1.6.2006. Spuntarbeidene startet 10.4.2005 og var ferdige 25.8.2005. Vi hadde kontraktsfestet 3 uker fellesferie i juli, men ferien ble redusert til 2 uker for stagarbeidene på grunn av høyt tidspress. Spuntarbeidet var presset på tid. Arbeidet ble utført profesjonelt og effektivt av Entreprenørservice.

Arbeidet ble utført med en spuntmaskin med vibrolodd og nedpress. Det var 2 – 3 bormaskiner i aktivitet for boring av dybler og stag.

Erfaringer å ta med seg ved senere framdriftsplanlegging:
Areal rammet spunt uten fordybling: 220 – 400 m^2/uke
Areal rammet spunt med fordybling: 200 – 220 m^2/uke (fordybling går parallelt med ramming).
Boring og oppspenning av stag: 8 – 10 stag/uke
Totalt spuntarbeid, inkl graving og stag: 45 – 65 m^2/uke

Arbeidene ble utført med lite plunder og heft, og ingen spesielle stopp grunnet vanskelige grunnforhold.

Levering og utførelse av stålmateriale

S355GP og S355J2G3-stål: S355GP er stålkvaliteten som ble beskrevet som gods på all spunt. S355J2G3 ble beskrevet på toppbjelke og materiale i fuglekassene.

S355 står for at det er konstruksjonsstål med minimum flytegrense på $f_y = 355$ MPa.
I Norge er dette den mest benyttede stålkvaliteten i peler og spunt. Konstruksjonsstål med flytegrense opp til S355 er godt sveisbart, og det hører til enkleste sveiseklasse i sveisesertifikatene.

Spesialstål med høy flytespenning: Stålet ble til dels benyttet i ståldyblene i fjell. Ståldyblene ble beskrevet med diameter 60 mm, 70mm og 80 mm med flytespenning 355 MPa og 650 MPa. Da var det rom for å øke dimensjonen eller flytespenningen ved gliper over 100 mm. Dyblene kom på plassen i 6 m lengde, og var merket med ulik farge på enden avhengig av stålkvalitet. Dyblene ble kappet i 3 emner, og dermed var det 1/3 av dyblene som ikke lenger var merket med fargekode.

Kontraktskrav til stålarbeider på spunt: I kontraktens bestemmelser er det presisert hvilke krav Statens vegvesen har til levering av stål og utførelse av stålkonstruksjonene. Dette tas med i spesiell beskrivelse i tillegg til teksten i prosesskoden.

Under er det tatt med noen krav vi har i spesiell beskrivelse, som vi vil anbefale å benytte ved senere beskrivelser:

- Alle stålarbeider skal utføres i henhold til NS 3464: ”Utførelse av stålkonstruksjoner. Allmenne regler og regler for bygninger”
- Spunt, bjelker og stål til fuglekasser skal leveres med sertifikater 3.1B etter NS-EN10204 der både flytespenning og kjemisk innhold er vist. Permanente stag og fotbolter leveres med sertifikater 2.1 etter NS-EN10204, dvs med flytespenning vist. Stålet skal være merket slik at det er sporbart til sertifikatene.

Med henvisning til NS 3464 kan det blant annet kreves at alle sveisere framlegger sveisesertifikat. NS 3464 beskriver også at det skal utarbeides sveiseprosedyrer i forkant av arbeidet, og forberedelse og utførelse av sveisingen. Det står f. eks at sveiseren og arbeidsstykket skal være skjermet mot vind og nedbør, og området som sveises skal være tørt. En stadig diskusjon på byggeplassen er hvor mye det kan regne/snø før sveisearbeidene må avbrytes eller dekkes til.

Byggherrens stikkprøvekontroll har vært fokusert på merking av spunt, dybler, sertifikater. Vi har også vært opptatt av at spennkablene (staglissene) ikke står utsatt for vær og vind, slik at det blir rust på dem.

Tidlig under arbeidene utførte en sveise-/stålekspert befaring på anlegget med vurdering av sveiseprosedyrer, samtaler med sveisere under arbeidet og visuell kontroll av sveisene. På denne måten synliggjorde vi tidlig i prosessen at byggherren har fokus på stålet, og vi mener vi har unngått mye avvik i ettertid på grunn av dette tidlige fokuset.

Vi har vært godt fornøyd med kvaliteten på både dokumentasjon av stålet og sveisearbeid i forbindelse med spunten.

Konflikt mellom spunt og ledninger

Da vi skulle ramme spunten langs Teglverksveien, satte vi ut både spuntlinja og målte inn ledningene i marka. Da viste det seg at ledningene og spunten kolliderte. Vi måtte derfor legge om ledningene før vi kunne begynne å ramme spunt. Både byggherre og prosjekterende visste at det var marginale toleranser mellom ledninger og spunt. Denne kontrollen med utsetting av linjene i marken må gjøres tidligere under prosjekteringen når marginene er så små.

Ramming av spunt til fjell

Entreprenøren valgte et rammeutstyr med vibrering og nedpress med fabrikasjonsnavn ABI-MRZV 925VS. Vibroloddet sitter fastmontert på en skinne og i tillegg til en sentrifugalkraft på 925 kN, har maskinen en nedpresskraft på 0 – 175 kN.

Ramming av spunt med dette utstyret gir en god framdrift og en nøyaktig plassering av spunten. Det er enkelt å trekke spunt som er feilplassert. Ulempen er at utstyret ikke gir tilstrekkelig kraft ved sluttramming ved fjell. Det ble etterrammet med en gravemaskin med fallodd med lav vekt for å redusere glipen mellom spunt og fjell (se figur 13). Dette fungerte bra tross byggherrens skepsis til det lette loddet.

Entreprenøren hadde gode rutiner for å plassere spunten korrekt. De satte ut fastpunkt, fra fastpunktene satt de ut en linje som de skulle ramme etter. Denne sikret de med en stålbjelke

slik at spunten ikke kom ut av posisjon. Det ble registrert et avvik da fastpunktene flyttet seg under ramming. Fastpunktene stod på løsmasse, og var dessverre satt ut for nære spunten, slik at de ble påvirket av rammingen. Entreprenøren måtte dermed dra opp spuntnålene igjen, og en dags arbeid måtte gjøres på nytt.

Ved sprengning foran spunt sikrer en spuntfot med skråbolter og fotbjelke i tillegg til vertikale bolter. Dermed har spunten en ekstra sikring ved utfall etter sprengning.
Figur 15 viser teoretisk og praktisk utforming av fotbjelke.

Figur 14 Gravemaskinen m/fallodd fikk nålene til fjell som ikke vibroloddet på 4 tonn greide!

Figur 15 Tverrsnitt av fotbjelke på tegning og ferdig støpt ute på plassen – fotbjelken tilpasses fjellforløpet

Tetting av hull rundt foringsrøret i spunten

Det var kun 2 stag det var lekkasje mellom foringsrør og spunt. Denne lekkasjen tettet vi med Tacss. Det er en rask og billig metode hvis lekkasjen ikke er for stor. Ulempen ved Tacss er at den ved større lekkasjer ikke bestandig tetter tilfredsstillende og da kan en ikke i ettertid tette ved å sveise.

Sveising er en solid, sikker og mer kostbar løsning å tette lekkasjer på.

Figur 16 Ferdig montert fuglekasse med oppspente stag. Det presses noe leire ut i hullet mellom foringsrør og spunt.

Lekkasjer i foringsrør og fjell

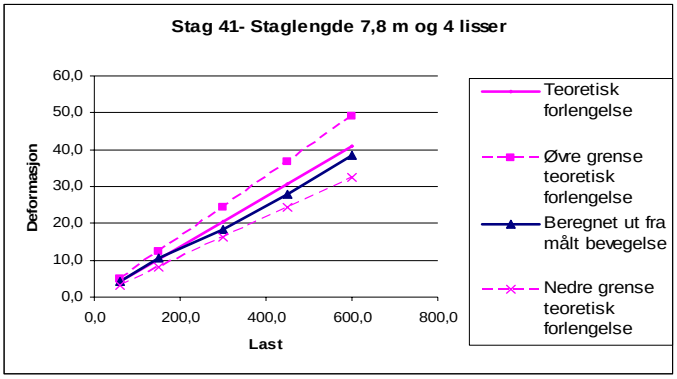
Etter at foringsrørene er boret ble de fylt med vann. Dersom vannet sank i løpet av et døgn var det indikasjon på dårlig fjell og lekkasjer, og det var behov for vanntapsmåling. Vi gjorde et forsøk på redusere innboringen på foringsrør i fjell fra 2,0 til 1,5 m. På disse stagene ble vanntapet for høyt og vi måtte vanntapsmåle, injisere og bore opp igjen foringsrørene.

Byggherrekontroll av oppspenning av stag

Entreprenøren foretar prøveoppspenning av alle stag. Hvis stagdeformasjonen avviker mer enn +/-20 % fra teoretisk forlengelse varsler de byggherren. Byggherren foretok stikkprøvekontroller med å beregne og å tegne stagoppspenningskurven tilsvarende som vist i tabell og figur 16. Ved for høy forlengelse tyder det på at forankringslengden til stagene er for liten og tiltak må iverksettes.

Stagforlengelsen finnes fra Hookes lov:
Teoretisk forlengelse = (Last x Fri staglengde) / (Areal x E-modul)
E-modul: 204900 N/mm^2
Areal pr lisse: 140 mm^2

Stag 41 har fri staglengde 7,8 m og 4 lisser	**Lasttrinn**	**0,1**	**0,25**	**0,75**	**1,00**
	Last (kN)	**60**	**150**	**450**	**600**
Avlesing tommestokk stag	440	432	423	412	400
Avlesing tommestokk spunt	665	664	663	662	661
Teoretisk forlengelse	4,1	10,2	20,4	30,6	40,8
Beregnet forlengelse ut fra målt bevegelse	4,1	10,7	18,3	27,8	38,4



Figur 17 Stagforlengelse ved prøveoppspenning av stag 41

Figur 18 Oppspenning av stag - Utstyr nivellerkikkert (helt til høyre), 2 stk tommestokker, jekk og måleur til jekk

Kostnader

Spuntarbeidene ble utført uten store krav om tilleggsarbeider. I ettertid har vi oppsummert kostnadene for spuntarbeidene pr areal rammet spunt. Det er ikke tatt hensyn til tilleggskostnader for spunt og betongarbeid.

	Totalpris	Areal	Pris/areal
Spunt 1 med 3 stagrader (49 stag i 1. stagrad, 33 i 2.stagrad og 14 i 3. stagrad)	4.285.309 kr	779 m^2	5500 kr/m^2
Spunt 2 med 2 stagrader (47 stag i 1. stagrad og 8 stag i 2. stagrad)	1.818.665 kr	404 m^2	4500 kr/m^2
Spunt 3 med 1 stagrad (94 stag i 1.stagrad)	3.589.599 kr	880 m^2	4080 kr/m2
Betongforblending av mur 1 (dels forblending av fjell og dels spunt)	5.664.839 kr	1568 m^2	3610 kr/ m^2
Betongforblending av mur 2 (dels forblending av fjell og dels spunt)	3.058.567 kr	794 m^2	3850 kr/ m^2
Betongforblending av mur 3	2.007.475 kr	506 m^2	3970 kr/m^2
Spunt m/betongforblending mur 3 (pr areal synlig betongflate)	5.597.074 kr	506 m^2	11.060 kr/m^2

For å sammenligne kostnader spunt med fuglekasser og spunt med puter har vi sett på spuntkonstruksjon 3. Den har en lengde på 130 m. For å forenkle sammenligningen har vi forutsatt samme krav spuntens motstandsmoment, selv om fuglekassespunten krever noe stivere spunt. Vi ser på spunten der stagavstanden er 1,26 m og dimensjonerende staglast P_d = 400kN. For spunt med pute ser vi på stagavstand 3,8 m og dimensjonerende staglast P_d = 1200kN. Dette er på en strekning på 100 meter der spuntlengden er ca 7,5m jamt. Foringsrørene bores ca 8 m i løsmasse og deretter 2 m i fjell. Forankringslengden er 5 m og 6 m henholdsvis for 400 kN-stag og 1200 kN stag. Det er sett bort i fra riggkostnader.

Kostnader for spunt med fuglekasser (priser gitt i februar 2005):

Prosess	Beskrivelse	Mengde	Enhetspris	Sum
83.6121	AZ26 – levering	750 m^2	1393	1 044 750
83.6122	AZ26 – ramming	750 m^2	130	97 500
83.6123	Påsveising av rør	1190 m	171	203 490
83.61242	Fordyblingsbolt Ø70 mm	158 stk	1898	299 884
83.6126	Toppbjelke – HE280B	100 m	1411	141 100
83.693	Fuglekasse	80 stk	866	69 280
83.694	Stiverplate i spuntbuk	80 stk	5762	460 960
83.61273	Kapping av spunt	100 m	327	32 700
83.7522	Stag P_d=400 kN – boring i løsmasse	800 m	420	336 000
83.7532	Stag P_d=400 kN – boring i fjell	400 m	485	194 000
83.7541	Stag P_d=400 kN – levering	80 stk	595	47600
83.7542	Stag P_d=400 kN – levering	1200 m	243	291 600
83.755	Stag P_d=400 kN – montering	80 stk	666	53 280
83.756	Staghode P_d=400 kN – oppspenning	80 stk	1107	88 560
	SUM 100 lm spunt med fuglekasser			3 361 164

Kostnader for spunt med puter

Prosess	Beskrivelse	Mengde	Enhetspris	Sum
83.6121	AZ26 – levering	750 m^2	1393	1 044 750
83.6122	AZ26 - ramming	750 m^2	130	97 500
83.6123	Påsveising av rør	1190 m	171	203 490
83.61242	Fordyblingsbolt Ø70 mm	158 stk	1898	299 884
83.6126	2UNP350 *	100 m	1713	171 300
83.61273	Kapping av spunt	100 m	327	32 700
83.7522	Stag P_d=1200kN – boring i løsmasse	270 m	695	187 650
83.7532	Stag P_d=1200 kN – boring i fjell	162 m	675	109 350
83.7541	Stag P_d=1200 kN – levering	27 stk	1329	35 883
83.7542	Stag P_d=1200 kN – levering	432 m	319	137 808
83.755	Stag P_d=1200 kN – montering	27 stk	968	26 136
83.756	Staghode P_d=1200 kN – oppspenning	27 stk	1107	29 889
	SUM 100 lm spunt med puter			2 488 012

*Prisene er hentet fra prosjekt E18 Frydenhaug - Eik

Prisene for dette eksempelet viser at det er ca 35 % dyrere å benytte seg av spunt med fuglekasse enn for spunt med pute. Det koster ca 900 000 kr mer for en spuntvegg på 100 m med fuglekasser enn en ordinær med puter. Kostnadsforskjellen ligger i flere løpemeter stag og flere staghoder.

Referanser

[1] ”*Peleveiledningen 2. utgave 1991”*. Norges Byggstandardiseringsråd

[2] *”Teknologirapport 2453: Byggeplan E18. Ny motorvegbru Drammen. Erfaringsrapport”*. Statens vegvesen

[3] *“Teknologirapport 2524: E18 Høvik – Frydenhaug. Erfaringsrapport fra permanent spunt uten puter.”* Statens vegvesen

[4] *”Program VEGG. Brukerveiledning 12. desember 1995.”* Multiconsult-rapport 39103-1, C. Athanasiou

[5] *”Plaxis 2D v.8 Reference Manual”* (2006) Delft University of Technology & Plaxis, Brinkgreve R.B.J

[6] ”*Elektrokemi og korrosionsläre”* (1992), Einar Mattson

[7] ”*Piling handbook”* (02.1997), British Steel

Sivilingeniør Guro Grøneng, Inst for geologi og bergteknikk, NTNU
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

BETYDNINGEN AV HULLDIAMETER OG INGENIØRGEOLOGISKE PARAMETERE FOR BORING AV INJEKSJONSHULL VED JERNBANETUNNEL LYSAKER – SANDVIKA

The significance of hole diameter and engineering geological parameters for grouthole drilling at railway tunnel Lysaker – Sandvika

Siv. Ing. Kristine Thorsen. Sandvik Tamrock AS

SAMMENDRAG
Lysaker-Sandvika tunnelen er en del av dobbeltsporutbyggingen gjennom Asker og Bærum. Tunneltraséen går igjennom et tettbebygd område og det stilles strenge krav til innlekkasje, kun 4 l/min/100 m tunnel er tillatt. Dette kan kun oppnås ved systematisk forinjeksjon, noe som innebærer at man på hele prosjektet vil komme opp i ca. 850.000 bormeter.

Sandvik Tamrock AS har utviklet et borstålkonsept hvor man kan benytte 54 mm hulldiameter for injeksjonsboring, dette stålet benyttes av samtlige entreprenører på Lysaker- Sandvika prosjektet. Tidligere har det vært vanlig å benytte 64 mm hulldiameter for denne type boring.

Ved bruk av 54 mm hulldiameter kan man forvente en høyere borsynk og dermed en reduksjon i den totale bortiden. Samme borstålet kan brukes for både salveboring og injeksjonsboring, man trenger bare bytte borkrone. Da man borer med en mindre diameter medfører dette også mindre produksjon av borkaks, noe som gjør renseprosessen av tunnelvannet mindre omfattende. Teoretisk sett vil også pakkere som brukes under injeksjon sitte bedre i hullet .

Parameterene borsynk og matertrykk er forsøkt korrelert mot de geologiske parameterene Q og RQD. Man fant her ikke noen signifikant sammenheng. Heller ikke mellom borsynk og inngått injeksjonsmasse fant man noen korrelasjon.

SUMMARY
The railway tunnel between Lysaker and Sandvika is a part of the dual railway through Asker and Bærum. The tunnel line travels past a built-up area and it therefor is strict regulation of allowed leak-in, only 4l/min/100 m tunnel is allowed.This is only achieveable by systematic pre-gouting, which in turn will mean a total of ca. 850.000 drill meters.

Sandvik Tamrock AS has developed a drill steel concept which allows useage of 54 mm holediameter for longhole drilling. This type of drill steel is used by all the contractors on

the Lysaker-Sandvika project. In the past it has been common to use 64 mm holediameter for longhole drilling.

When utilizing 54 mm holediameter one can expect a higher penetration rate leading to a reduction of the total drilling time. The same drill steel can be used both for drifter drilling and longhole drilling, one only need to change the drill bit. A smaller holediameter will also lead to a lesser production of cuttings, which makes the cleaning process of the tunnel water less comprehensive.

One has tried to correlate penetration rate and feed pressure with the geological parameters Q and RQD, but one did not find a significant correlation here. This could also be claimed for the correlation between penetration rate and injected grouting.

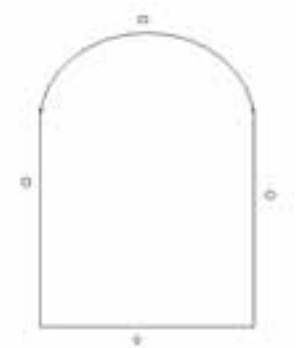
1 INTRODUKSJON

Forinjeksjon utføres ved at det bores en ”skjerm” med 20- 25 m lange injiseringshull utenfor profilet før tunnelen drives. Sandvik Tamrock AS har utviklet et borstålkonsept, Sandvik Extra, for denne type boring hvor man kan bruke 54 mm hulldiameter mot 64 mm som tidligere har vært vanlig. På Lysaker - Sandvika prosjektet skal det systematisk bores 850.000 bormeter injeksjonsskjerm i tillegg til 1.150.000 bormeter salve- og bolteboring. Sandvik Tamrock AS har inngått avtale med alle entreprenørene på dette prosjektet om test av boring med 54 mm hulldiameter. Entreprisen utføres av Skanska, NCC og Veidekke. Tunnelen drives fra tre tverrslag; Fossveien, Skallum og Engervannet i tillegg til en stuff fra Lysaker vest. NCC har entreprisen ved Fossveien, Skanska har entreprisen ved Engervannet og Veidekke har entreprisene ved Skallum og Lysaker vest.

For å kunne vurdere effekten en reduksjon av borhullsdiameter har på viktige parametere og forhold som borsynk, borkaksproblematikk, injisert volum, totaltid pr. skjerm og borehullsavvik er det også boret injeksjonsskjermer med 64 mm hulldiameter som sammenlikningsgrunnlag. Disse skjermene er boret ved anlegget til NCC i Fossveien med en AMV 21-SGBC-CC rigg med en hammer av typen Montabert HC90.

Tunnelen drives på to stuffer, ettersom geologien var noenlunde lik på begge stuffene er tre skjermer boret på stuffen mot Skallum og tre skjermer på stuffen mot Engervannet. Først ble det boret en skjerm med 54 mm på hver stuff, deretter én skjerm med 64 mm og til slutt igjen en skjerm med 54 mm. Dette ble gjort med tanke på å utjevne betydningen av geologiske faktorer.

En analyse av innsamlede data er basert på 4 hull fra hver skjerm. Det er valgt et hull i hengen, et hull i hvert vederlag og et hull i liggen (figur 1). Disse hullene er valgt ut for å best mulig representere geologiske variasjoner innen hver skjerm.



Figur 1 Utvalgte hull fra hver skjerm.

For de fire utvalgte hullene er det funnet en gjennomsnittlig borsynk som er plottet mot total inngått injeksjonsmasse per skjerm. Dette for å undersøke påstanden om at økt oppsprekking gir økt borsynk og dermed også økt inngått injeksjonsmasse.

Det foretas en geologisk kartlegging etter hver utsprengte salve, dette registreres ved blant annet Q-verdi. Man får da en Q-verdi for hver 5. meter. For å finne en korrelasjon mellom borsynk og geologiske parametere er det regnet ut gjennomsnittlig borsynk for samme 5. meters intervaller som man har Q-verdier for. Tilsvarende er gjort for borsynk og oppsprekkingsgrad uttrykt ved RQD, matertrykk og Q-verdi, tilslutt matertrykk og RQD. Q og RQD er valgt fordi man antar at disse parameterne er de som har størst betydning for fjellets boregenskaper.

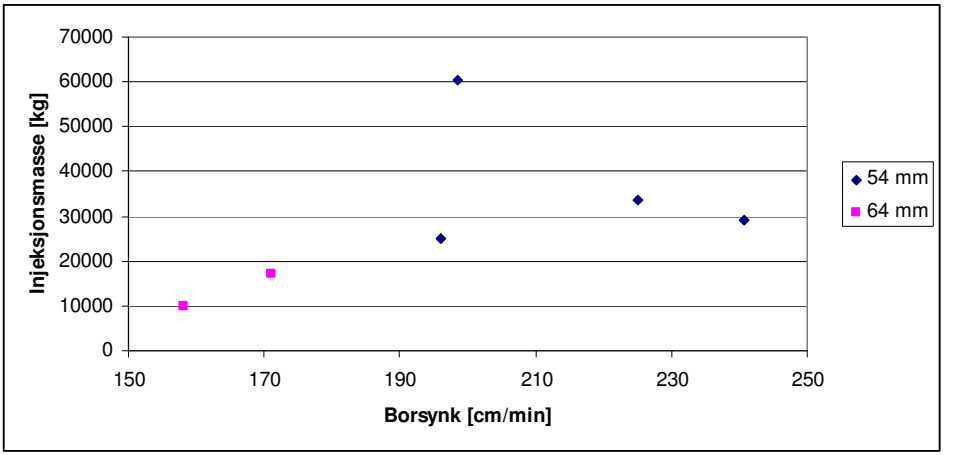
2 KORRELASJON MELLOM GJENNOMSNITTLIG BORSYNK OG TOTALT INNGÅTT INJEKSJONSMASSE

Tabell 1 viser en sammenfatning av skjermparametere som er registrert.

Tabell 1 Skjermdata.

Pelnr.	Stuff	Hulldiameter	Antall hull	Hullengde	Bormeter	Rundetid	Bormeter/time	Inngått injeksjonsmasse	Injeksjonstid	Antall pakkere
11262	Skallum	54 mm	75	23 m	1725	16,5 t	104,5	25166 kg	19 t	76
11277	Skallum	64 mm	75	24 m	1725	21 t	82,1	17110 kg	18,5 t	78
11292	Skallum	54 mm	75	25 m	1725	17 t	101,5	29192 kg	27,5 t	79
11445	Engervannet	54 mm	75	26 m	1725	17,75 t	97,2	33703 kg	24 t	78
11461	Engervannet	64 mm	75	27 m	1725	26,16 t	65,9	9979 kg	17,5 t	75
11475	Engervannet	54 mm	75	28 m	1725	19,75 t	87,3	60459 kg	31,5 t	-

Ifølge Blindheim (1979) kan økt oppsprekking medføre en høyere borsynk. Høy oppsprekningsgrad vil også medføre at man kan pumpe inn mer injeksjonsmasse. En naturlig slutning vil ut fra dette være at høy borsynk medfører høyt forbruk av injeksjonsmasse.



Figur 2 Plott som viser forholdet mellom inngått injeksjonsmasse og gjennomsnittlig borsynk.

En høy oppsprekkingsgrad kan også medføre hyppigere fastboringer.En automatisk fastboringsmekanisme vil da tre inn og rotasjonstrykk, slagverktstykk og matertrykk vil reduseres med påfølgende redusert borsynk. Det vil da ikke være noen god korrelasjon mellom høy borsynk og økt inngått injeksjonsmasse.

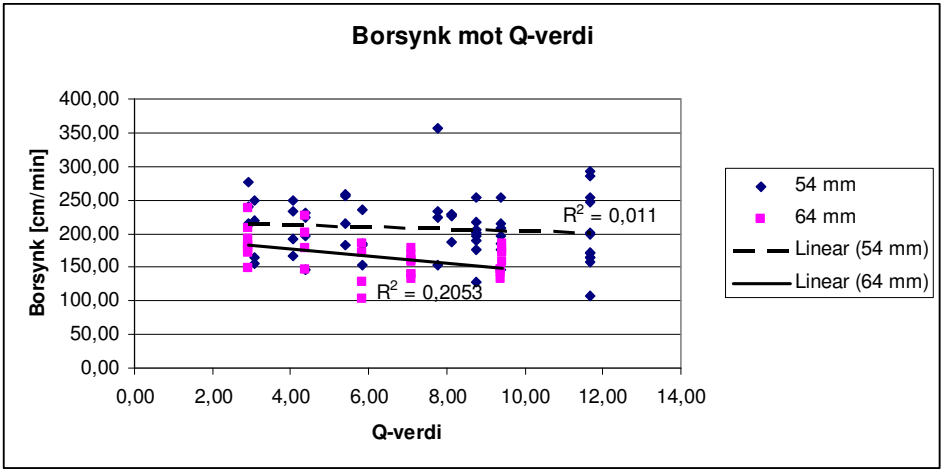
Staavi & Sæverås (1999) forsøkte i sin hovedoppgave å finne en korrelasjon mellom borsynk og medgått injeksjonsmasse ved Baneheitunnelen og Storhaugtunnelen. Heller ikke her ble det funnet noen sammenheng. Den geologiske kartleggingen som ble utført ved Baneheitunnelen viste relativt mye leirinnhold og kan være en årsak til spredningen i masseforbruket. En høy borsynk vitner om mye slepper. Når sleppene er fylt med leire er det likevel ikke sikkert masseforbruket trenger å bli høyt ettersom leire ofte tetter sprekkene og stenger for injeksjonsmasse.

3 KORRELASJON MELLOM BORSYNK/MATERSTRYKK OG INGENIØRGEOLOGISKE PARAMETERE

Ettersom slepper og sprekker i fjellet kan registreres som soner med forhøyet borsynk, er det naturlig å anta at det er en sammenheng mellom Q-verdi og borsynk og også oppsprekkingsgraden til bergarten, målt i RQD-verdi. Når en treffer på slepper under boring vil en automatisk fastboringsmekanisme stanse boringen og trekke boret litt tilbake før den fortsetter (Staavi & Sæverås, 1999). Dette kan utgjøre mye tid ved boring av lange injeksjonshull.

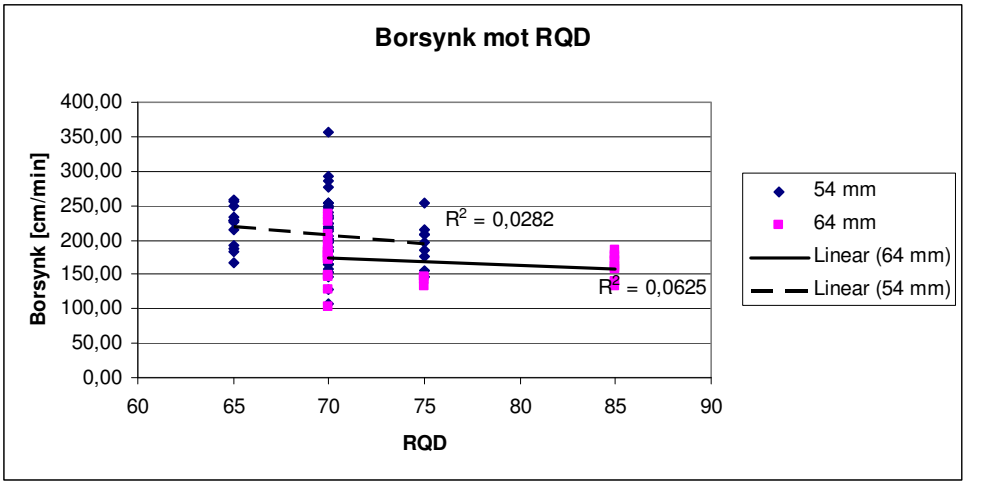
Under laboratorietesting fant man en borsynkindeks på 58 for leirskiferen og 59 for knollekalken, dvs. middels/høy borsynk. Tunneldriverene karakteriserer fjellet generelt som "godt å bore i", dvs. at boret går greit inn uten alt for mye trøbbel med fastboring. Det er verdt å merke seg at borsynk også er avhengig av operatøren, det samme gjelder for Q-verdier – de avhenger av øyet som ser.

Det ser ut til å være en sterkere korrelasjon mellom borsynk og Q-verdi for 64 mm enn for 54 mm (figur 3). Dette skyldes sannsynligvis tilfeldigheter, man har for få skjermer til å kunne trekke noen konklusjon i forhold til at korrelasjonen mellom 64 mm og borsynk skal være høyere enn for 54 mm og borsynk.



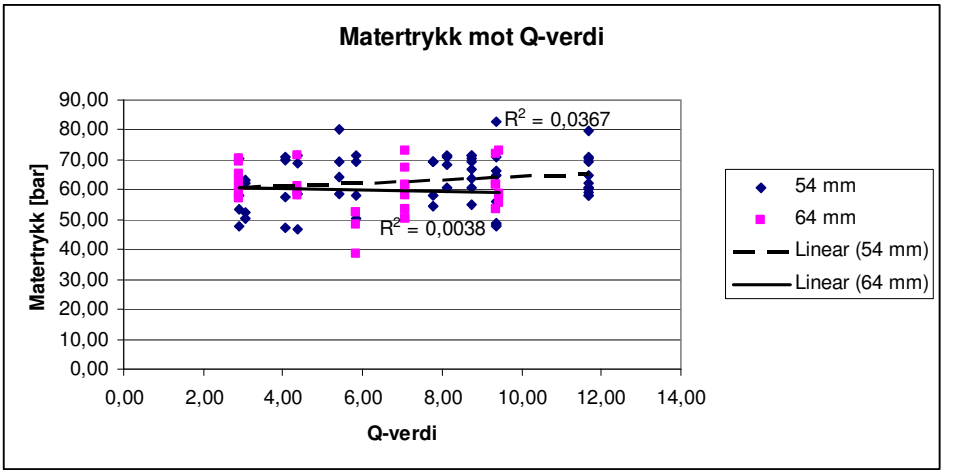
Figur 3 Viser forholdet mellom borsynk og Q-verdi.

Tett oppsprekking medfører i følge Blindheim (1979) høyere borsynk. En tett oppsprekning synes å kunne gi opp til 25 % høyere borsynk, en kombinert oppsprekning og forvitring en enda høyere økning. Denne økning i netto borsynk er avhengig av at det ikke oppstår problemer med fastboring på grunn av sprekkene. Geometriske forhold som retning av sprekkene er det vanskelig å få med på en egnet måte i et klassifikasjonssystem. I og med at ugunstigste sprekkesett benyttes i Q-systemet, er noe av denne svakheten oppveid. Ut fra figur 4 synes det ikke å være noen sammenheng mellom borsynk og RQD. Det er imidlertid ingen store variasjoner i de målte RQD verdiene for de aktuelle tunnelstrekningen, verdiene varierer mellom 65 og 85 på 92 målinger for borsynk. Det er mulig at man kunne funnet en korrelasjon her dersom man hadde hatt et større spekter av RQD verdier.

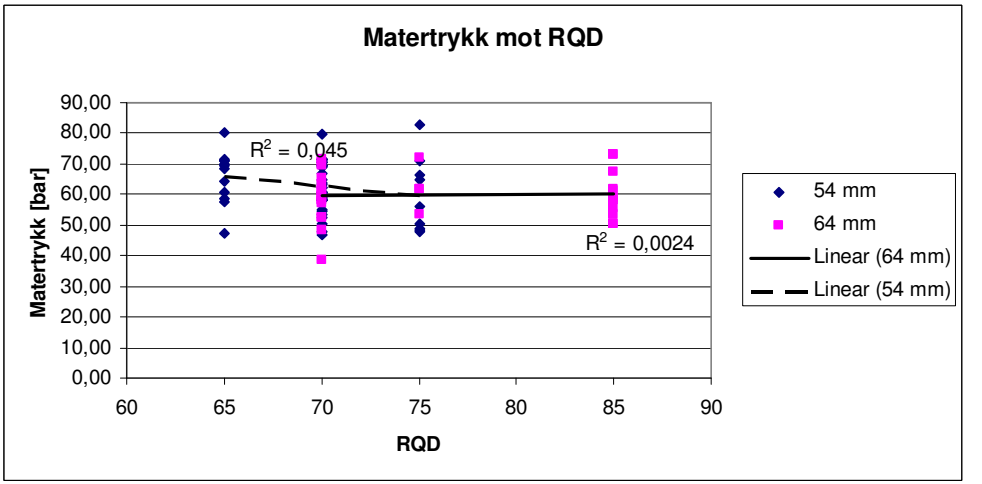


Figur 4 Viser forholdet mellom borsynk og RQD-verdi.

Man vet at matertrykket er avhengig av motstanden i fjellet, dersom man har bløte bergarter vil matertrykket avta, mens i hardere bergarter vil matertrykket være noe høyere (Melhuus 2008). I slepper eller knusningssoner ser man ofte at matertrykket faller da motstanden i slike soner er liten. Det vil derfor være rimelig å anta at matertrykket har en korrelasjon både med Q og RQD. Fra figur 5 og 6 ser man imidlertid ingen sammenheng mellom matertrykk og de geologiske parameterne Q og RQD.



Figur 5 Forholdet mellom matertrykk og Q-verdi.



Figur 6 Forholdet mellom matertrykk og RQD-verdi.

4 SAMMENLIKNING AV 54 MM OG 64 MM

Etter å ha tilbrakt tid ute i felt sammen med tunneldriverene under boring av injeksjonshull er inntrykket at de er meget fornøyde med Sandvik Extra som borstål konseptet. Nedenfor nevnes kommentarer som ble gitt:

- Høyere borsynk.
- Sparer tid, ettersom man slipper å skifte borstreng og nakke mellom salveboring og injeksjonsboring.
- Mindre borkaks.
- Pakkere sitter bedre i hullet.

4.1 Borsynk og bortider

Ved alle typer anlegg er økonomi et viktig aspekt. Regelen om at tid er penger gjelder i stor grad i anleggsbransjen. I en tunnel hvor det skal bores ca 850.000 bormeter med injeksjonsboring er riktig valg av borstål viktig. Sandvik Tamrock AS mener at ved bruk av 54 mm kroner til injeksjonsboring i forhold til 64 mm som har vært vanlig tidligere, kan man spare inn uker grunnet høyere borsynk.

Boring med 54 mm krone er forventet å ha en høyere borsynk enn borekroner med en større diameter. Tidligere studier gjort ved institutt for bygg- og anleggsteknikk ved NTNU viser at borsynken øker med avtakende borekronediameter. Tabell 5 viser gjennomsnittlig hulltid per bom på de ulike skjermene. Bortiden for et hull er tiden fra man starter å bore til man har fått ut strengene og er klar til å starte på neste hull, underveis i boringen risikerer man ofte at det blir et opphold av ulike grunner og hulltiden vil dermed forlenges:

- Man har problemer med å få ut borstrengen på den andre bommen, eventuelt mistet borstrengen og må hente denne ut igjen.
- En bom er ferdigboret og man prioriterer å trekke ut denne strengen før man setter i ny streng på andre bommen.
- Heft med maskinen, slik at man må ut å reparere.
- Fastboring.

Man kan se fra tabell 1 at tiden det tar å bore et hull med en diameter på 64 mm er høyere enn for hull på 54 mm. Unntaket er for bom 3 på pel 11445, og for bom 1 på pel 11475, dette kan skyldes ovennevnte grunner. Ved å fjerne hulltider som er under 15 minutter og over 40 minutter, får man gjennomsnittlig hulltid som vist i tabell 2. Ved hulltider som ligger innenfor dette intervallet kan karakteriseres som optimale hulltider, hvor det ikke er inkludert noen forstyrrende faktorer som nevnt over. Dette vil selvsagt ikke være reelt, da man alltid vil støte på noen problemer underveis, men det gir et bedre bilde av selve boringen.

Rundetiden, den tiden det tar å bore en hel skjerm, øker betraktelig for 64 mm i forhold til 54 mm. Det skal drives 5,5 km med tunnel + 720 meter tverrslag, dersom man regner med at det bores injeksjonsskjerm hver 15. meter skal det bores 415 injeksjonsskjermer på prosjektet. Gjennomsnittlig rundetid for 64 mm er 23,5 timer og for 54 mm 17,75 timer.

Injeksjonsskjermene har varierende antall hull, men dersom man tar utgangspunkt i 75 hull/skjerm vil man komme opp i 493 skjermer på hele tunnelen. bruk av 64 mm hulldiameter gi en total tid på 23,5 t * 493 = 11585,5 timer, mot 17,75 t *493 = 8750,75 timer for 54 mm. Det vil si at man grovt regnet sparer nesten totalt 2830 timer ved å bore med 54 mm. Ettersom det kun er boret to skjermer med 64 mm, vil denne gjennomsnittlige rundetiden kunne være noe usikker.

Tabell 2 Hulltider ved ulik hulldiameter.

mm	Pel	Bom1, snitt	Bom3, snitt	Rundetid [t]
54	11262	00:22:54	00:22:28	16,5
64	11277	00:28:47	00:28:59	21
54	11292	00:20:58	00:24:15	17
54	11445	00:22:31	00:28:54	17,75
64	11461	00:25:20	00:28:22	26,6
54	11475	00:29:49	00:21:14	19.75

Tabell 3 Hulltider.

mm	Pel	Bom1	Bom3
54	11262	00:20:48	00:21:14
64	11277	00:26:55	00:28:30
54	11292	00:20:58	00:22:13
54	11445	00:22:31	00:22:38
64	11461	00:26:18	00:27:00
54	11475	00:22:28	00:21:14

Injeksjonsboring består ikke bare av selve boringen, for å bore et hull på 23 meter må man skjøte på borstrenger etter hvert som man borer. Og etter man er ferdig å bore et hull må disse strengene trekkes ut igjen, en av gangen. En syklus for et hull består av:

- Bore inn første stangen, ved bruk av 54 mm er dette vanlig drifterstang på 5 meter.
- Slå løs nakken fra drifterstanga og trekke tilbake.
- Sette inn ny stang på ca 3 meter.
- Bore denne inn å gjenta til man har oppnådd ønsket lengde på hullet.
- Trekke ut strenger.

Borriggen er utstyrt med klyper som hjelper til ved stangskifte, men man må per i dag ha en egen mann som står og løfter stengene inn og ut av klypene.

Ved fire av skjermene ble det av undertegnede målt manuelt borsynk, tid per stangbytte, og tid for uttrekk per stang (tabell 3). Borsynken for 64 mm borkroner er mellom 12 og 30 % lavere enn for 54 mm borkroner. Sandvik Tamrock AS anslo i sine beregninger at man med 54 mm ville oppnå en borsynk som lå ca. 25 % over boring med 64 mm (Skovly, 2008). Også stangbytte og stanguttrekk tar lenger tid for 64 mm, dette skyldes sannsynligvis hullavvik og at det dermed blir vanskeligere å slå løs stengene når de står i spenn. Ettersom det ikke var tilgjengelig noen passende drifterstang for 64 mm ble det her brukt to skjøtestenger som første stang, man fikk da en første stang på 6 meter. Dette medfører at man ikke får satt an bommen skikkelig mot fjellet og kan resultere i store hullavvik.

Tabell 4 Målte tider.

mm	Pel	Gj.sn. borsynk	Gj.sn. stangbytte	Gj.sn. Uttrekk
54	11292	2,14	24	37,39
64	11277	1,72	35	45,74
64	11461	1,50	30	42,77
54	11262	1,96	29	37,23

4.2 Miljø

Boring med 54 mm krone vil også gi mindre borkaks. Dette er en viktig faktor ved driving i tettbygde strøk da det er strenge krav til påvirkning av ytre miljø. Tunnelvannet må gjennom en renseprosess etter bruk, en prosess som blir mindre omfattende med mindre borkaks. Man vil også spare inn injeksjonsmasse som kun går med til å fylle opp borehullet. Tabell 5 viser en sammenlikning av utboret volum med bruk av 54 mm hulldiameter i forhold til 64 mm. Dersom man tar utgangspunkt i estimatet om at det skal bores 850.000 m injeksjonsboring ser man at bruk av 54 mm hulldiameter gir ca. 785 m^3 mindre utboret masse enn bruk av 64 mm hulldiameter. En injeksjonsskjerm boret med 64 mm vil også trenge ca 1,5 m^3 mer injeksjonsmasse en skjerm boret med 54 mm bare for å fylle opp hullene.

Tabell 5 Forskjell i volum, 54 mm versus 64 mm.

Diameter	Volum/hull	Volum/skjerm	Volum/tunnel
54 mm	0,053	3,949	1945,701
64 mm	0,074	5,546	2733,056

4.3 Sikkerhet

Pakkere til 54 mm hull har samme lengde som pakkere til 64 mm hull, man får dermed en større friksjonsflate i forhold til trykkflaten. Dette vil være en stor fordel i forhold til sikkerhet, i og med at sannsynligheten for at pakkeren kommer ut vil minskes. Maksimalt injeksjonstrykk i Lysaker-Sandvika er satt til 80 bar. Det ble kommentert at en margin på 10 bar i forhold til anbefalt maksimalt injeksjonstrykk på 90-100 bar er for lite. Det skal svært lite til før trykket plutselig stiger over den anbefalte grensen.

Det er i denne oppgaven ikke registret noen fullstendig oversikt over pakkere som kommer under pumping. Det registreres imidlertid hvor mange pakkere som brukes på hver skjerm under injeksjon. På samtlige skjermer som er med i denne analysen er det boret 75 hull, og man ser fra tabell 1 at det gjerne brukes flere pakkere enn 75 per skjerm, men det er vanskelig å si om dette er fordi pakkeren har kommet ut eller fordi det kommer injeksjonsmasse ut og man må sette inn flere pakkere i samme hull for å få det tett. Resultatene gir ingen indikasjon på at man bruker flere pakkere i 64 mm hull, og det bør utføres flere undersøkelser dersom man skal komme til noen entydig konklusjon her.

4.4 Hullavvik og energitap

Når en benytter lange og slanke stenger kombinert med en relativt stor kronediameter vil en få stor utbøyning i stanga og energi går tapt i svingningene i borstanga (NTNU). Ved bruk av 64 mm borkrone og T38 stenger får man en differanse på 26 mm mellom kronediameter og stangdiameter, mot 19 mm for 54 mm borkrone og T35 stenger. Energitap vil derfor sannsynligvis være et mindre problem ved bruk av 54 mm kroner ettersom differansen mellom stang og krone er mindre. En mindre differanse mellom krone og stang kan imidlertid føre til problem med at man får stor hastighet på borkaksen, tendens til turbulens og problem med passeringen av hylsene. Det var ikke noe problem under boring med 54 mm. Dersom kronediameteren er stor i forhold til stangdiameteren vil en få lav hastighet på borkaksen, stor vektsøyle av kaks mellom borstang og borehullsvegg og for liten spylekapasitet. Problemer med fjerning av kaks er ensbetydende med redusert borsynk (NTNU). Det ble kommentert at under boring med 64 mm var det vanskeligere å få ut borkaksen, man hadde ikke tilstrekkelig spyling til å få ut den ekstra mengden kaks som ble produsert.

Borehullsavvik er også avhengig av differansen mellom borekrone og borstang, - liten differanse gir lite borehullsavvik (NTNU). Det antas derfor at boring med 54 mm vil gi mindre borehullsavvik enn boring med 64 mm. Under boring med 64 mm ble det brukt to skjøtestenger som første stang, noe som medfører at man ikke får et skikkelig ansett mot fjellet. En følge av dette er større risiko for hullavvik, noe som gjenspeilet seg i borstålforbruket. Store hullavvik fører til stor slitasje på borstålet og man hadde under boring med 64 mm et unormalt stort antall knekte stenger. Sandvik gjorde et estimat for hvor mye borstål som ville trenges til boring av 4 skjermer med 64 mm hulldiameter, men det viste seg at dette borstålet bare rakk til to skjermer.

T38 stengene knakk midt på stanga før gjengene var utslitt, mens på T35 stengene ble gjengene utslitt først. På T35 stengene er det mindre stål å slite på i gjengene enn på T38 stengene, T38 stengene burde derfor ha en lenger levetid enn T35 stengene. Ved bruk av T35 stenger vil også nakkeforbruket bli høyere ettersom også nakken har mindre stål å slite i gjengene.

5 Konklusjon

Det er utført en analyse av til sammen 24 hull fordelt på 6 skjermer, hvorav to skjermer er boret med 64 mm hulldiameter og fire skjermer er boret med 54 mm hulldiameter.

Ut i fra en teori om at økt oppsprekning kan gi en høyere borsynk samt at det vil medføre inngang av mer injeksjonsmasse, har man forsøkt å finne en sammenheng mellom gjennomsnittlig borsynk og inngått injeksjonsmasse per skjerm. Det viste seg av det var vanskelig å påvise noen korrelasjon her. Heller ikke Staavi & Sæverås (1999) fant noen sammenheng her. Det er derfor nærliggende å tro at korrelasjonen mellom disse parameterne i beste fall er liten.

Det ble også utført undersøkelser for å påvise en eventuell sammenheng mellom borsynk og geologiske parametere utrykt ved Q og RQD. Også her var det vanskelig å påvise noen klar sammenheng. Matertrykket ble på samme måte plottet mot Q og RQD uten å finne noen korrelasjon. Man vet imidlertid at borsynken er avhengig av bergartens egenskaper, harde bergarter gir lavere borsynk mens mykere bergarter gir en høyere borsynk. Bergartens hardhet tas det ikke hensyn til ved utregning av Q. Matertrykket vil også være avhengig av bergartens hardhet, myke bergarten gir et lavt matertrykk mens harde bergarter gir et høyere matertrykk.

Ved boring av injeksjonsskjerm med 54 mm ble det registrert en borsynk som lå mellom 12 og 30 % over boring med 64 mm. Mengden borkaks er reduseret dersom man reduserer hulldiameteren, en viktig faktor ved tunneldriving i tettbebygd strøk hvor tunnelvannet må igjennom en omfattende renseprosess før det kan slippes ut. Pakkere som brukes ved injeksjon vil også teoretisk sett sitte bedre i hullet ettersom man får et mindre forhold mellom trykkflate og friksjonslenge ved bruk av pakkere til hull med en diameter på 54 mm. Hullavvik antas å være større for 64 mm ettersom man har et større avvik mellom kronediameter og stangdiameter enn for 54 mm.

6 REFERANSER

Blindheim, O.T. 1979. *Bergarters borbarhet. Borbarhetsprognoser for tunnelanlegg.* Geologisk institutt. NTH. Trondheim.

Melhuus, R. 2008. *Personlig kommentar.*

NTNU, *Steinbruddsdrift – pallboring.* Prosjektrapport anleggsdrift, 12C-00. Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU.

Skovly, Ø. 2008. *Personlig kommentar.*

Staavi, T.R.P. & Sæverås, O.J. 1992. *Del 2 – Injeksjon ved Storhaug- og Baneheitunnelen.* Hovedoppgave ved Institutt for anleggsteknikk, NTNU.
Thorsen, K. 2008. *Betydningen av hulldiameter og ingeniørgeologiske parametere for boring av injeksjonshull ved jernbanetunnel Lysaker – Sandvika.* Masteroppgave ved Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTNU.

FJELLSPRENINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

NUMERISK ANALYSE AV SAMVIRKET MELLOM BERG OG BOLT I SVEA NORD.

Numerical analysis of the interaction between rock and rock reinforcement in Svea Nord

Forfatter:
Sivilingeniør David Hovland. Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS.
Artikkelen er skrevet i samarbeid med IGB, NTNU.

SAMMENDRAG

Denne artikkel gjengir de vesentligste resultater som ble presentert i diplomoppgaven til undertegnede våren 2008. Forarbeidet til oppgaven, ble utført sommeren 2007 da den femte målestasjon med instrumenterte bolter og ekstensometere ble installert i kullgruva Svea Nord. Ettersom det forelå gode data fra målinger i felt og lab, var det et ønske om å benytte disse verdier i en numerisk modell som simulerte samvirket mellom berg og sikringssystemet i målestasjon 5. Tanken var at dersom en god kalibrert numerisk modell forelå, ville endringer i sikringssystemet i den samme modell kunne gjenspeile effekten av endret sikringssystem i virkeligheten.

Ettersom de mekaniske egenskapene til bergartene forandres fra sted til sted i gruva, ble det utført kjerneboringer i nærheten av målestasjonen. Formålet med boringene var å kartlegge geologien, samt å skaffe tilveie representative kjerneprøver for videre mekanisk testing hos SINTEF. Labverdier ble så omregnet til verdier som kunne benyttes i PHASE 2D.

Den numeriske modell som ble konstruert i PHASE 2D, viser et vertikalt snitt gjennom målestasjon 5. Modellen ble bygget med tilsvarende litologiske[1] grenser som ble kartlagt ved målestasjonen. Spenninger i modellen ble anslått med basis i en rekke spenningsmålinger som tidligere er blitt utført i gruva. Inngangsparameterne for sikringssystemet ble anslått ut i fra data fra produsentene av boltene. Etter en rekke kjøringer av modellen i PHASE 2D, kom forfatter frem til et sett med residualverdier[2] som medførte at den numeriske modell stemte godt overens med data innsamlet fra gruva. Etter at den kalibrerte modellen forelå, endret forfatter boltemønsteret. Bruddutvikling ble så studert for hvert tilfelle med endret sikringsmønster. Vesentlige konklusjoner fra denne analysen, er at det registreres en markant øking i aksiell pålastning på boltene i svake bergartslag som kull og bentonitt. Ut fra den numeriske analysen i PHASE 2D vil bruk av en senterbolt i hengen medføre at det er mulig å gå ned fra seks til fem bolter i hengen, uten at dette får konsekvenser for dannelsen av brudd rundt tverrsnittet av stollen. Det er ikke påvist noen betydelig endring i bruddutvikling ved å endre stikning på boltene som er montert mot sidepallene i hengen.

For å studere den tredimensjonale effekten av hvordan deformasjon og spenninger endres ettersom stuffen driver seg inn i kullaget, har forfatter valgt å modellere sikringssystemet i FLAC 3D. Resultatet fra modelleringen viser omtrent samme spenningsfordeling og deformasjonsutvikling som ble observert i PHASE 2D. Forfatter anser at et av de viktigste

[1] Litologisk grense: Grense mellom to sedimentære lag.
[2] Residualverdi: Mekanisk verdi som er gjeldende etter at materialet har gått i brudd.

resultat fra analysen i FLAC 3D, er plottet som beskriver utvikling av deformasjon i heng og sidepall i utvalgte punkter ved målestasjonen før og etter passering av stuffen. I følge beregningene vil omtrent 1/3 av deformasjonen inntreffe før stuffen passerer. 1/3 vil utløses ved passering av stuffen, mens resterende deformasjon vil utløses etter passering. Ca 40 % av deformasjonen i sidepallen oppstår før ABM – 25'en[3] passerer. Etter at ABM – 25'en har passert referansepunktene, stabiliseres sidepallen. Dette resultatet kan benyttes for å bekrefte at dagens sikringssystem i sidepallene funger tilfredsstillende ved oppfaring av nye stoller.

SUMMARY
This article gives a brief summary of the results that was presented in the master thesis of the writer of this article. The diploma was delivered in spring 2008. Collection of data started summer 2007, when the fifth station with instrumented bolts and extensometers was installed in the coalmine Svea Nord. The existence of datasets from earlier measurements in field and laboratory, made it possible to create a numerical model that simulated the interaction between bolt and rock in the area around the fifth measuring station. The idea was that if a calibrated numerical model existed, it would be possible to study the effect of different combination of bolts in the walls and roof in the roadways.

Since the mechanical properties of the rocks various a lot in different parts of the mine, it was necessary to do core drilling nearby the station with the instrumented rock bolts. Cores were drilled out in four different locations. The cores gave information about the stratigraphy, and parts of the cores were sent for testing rock mechanical properties at SINTEF. The values generated from lab tests was computed to values that could be used in PHASE 2D.

The numerical model that was constructed in PHASE 2D, shows a vertical cross section through the station with the instrumented rock bolts. The stratigraphy in the model was based on cores that were drilled out nearby the station. The stresses in the model were decided from the stress measurements that already had been done when the project started. The mechanical properties of the bolts, where decided with basis in technical specifications delivered from the different producers. After some trial runs with different residual values, the PHASE 2D model gave an output that was consistent with the data collected from the extensometers and rock bolts in the mine. After the creation of the calibrated model, different combinations of bolts in roof and walls were studied with the function yielded elements in PHASE 2D. A conclusion from this study was that the axial force in the bolts increased in weak layers as coal and bentonite. The PHASE 2D model indicates also that it is possible to reduce the bolting pattern with one bolt, if a bolt is placed in the centre of the roadway. There is almost no change in the yielded elements when roof bolts are installed in the pillar with less degree from the roof, than in the calibrated model.

The numerical analysis tool FLAC 3D, has been used to study how the deformation and stress is changed when the roadway gradually are been excavated. The result from FLAC 3D is consistent with stress and deformations reported from PHASE 2D. One of the most important discoveries in FLAC 3D, is the plot that shows the deformation in the roof and walls as the roadway is constructed. The numerical analysis in FLAC 3D shows that 1/3 of the total deformation in the roof happens ahead of the ABM – 25, the machine that develops the new roadways in the mine. When the ABM - 25 are passing the monitoring points in the model, 1/3 of the total deformation is suddenly released. Approximately 40 % of the deformation in the walls is released ahead of the ABM. Deformation in the walls is computed to be stable

[3] ABM – 25: Alpine bolter miner. Oppfaringsmaskin.

after passing of the ABM – 25. This indicates that the bolting patterns that are used today are sufficient to reinforce the walls.

1 INTRODUKSJON

Innerst i Van Mijenfjorden på Spitsbergen ligger bosetningen Svea. Bosetningen drives av Store Norske Spitsbergen Grubekompani (SNSG), og her produseres det for tiden kull fra kullfeltet Svea Nord. Gruva ble åpnet vinteren 2001 – 2002. I 2007 ble det produsert litt over 4 millioner tonn kull i Svea Nord. Aldri før er det produsert mer kull i løpet av ett år på Svalbard.

Kullet i Svea Nord brytes med strossedrift. Hvert panel har en brytningsfront på 250 meter, og lengden på panelene varierer mellom 2 – 3 km. Oppfaring av nye stoller skjer ved hjelp av spesialiserte rigger som er laget for å kutte seg innover i kullfløtsen. Continious miners benyttes ved oppfaring av hovedstollsystemet i gruva, som består av tre stoller. Under normal drift kuttes det i en stoll, mens bolting av heng og sidepall i tidligere kuttede områder skjer i de to andre stollene. Produksjonsstollene i gruva langs strossepanelene består av to stoller, der A – stollen er beltestoll, og B - stollen er transportstoll. Stollene drives med to ABM – 25 maskiner. Fordelen med en ABM, er at maskinen bolter heng og sidepaller samtidig som maskinen kutter seg innover i kullfløtsen. Begge maskiner har vist seg å være svært effektive med en inndrift på 10 – 20 meter på et normalt 10 timers skift.

I Svea Nord sikres berget ved hjelp av en rekke produkter. Pr. dags dato sikres hengen systematisk ved bruk 2,4 meter lange kamstålbolter. I tilegg benyttes 4 – 6 meter lange wirebolter. Sidepallene mot pilarene sikres med 1,5 meter lange kamstålbolter, mens pilarene mot strossepanelet sikres med 1,5 meter lange glassfiberbolter. Samtlige bolter er limforankret. Det etterstrebes å hellime kamstålbolten og sidepallsboltene, mens wireboltene endeforankres slik at ca 40 % av bolten er innlimt. Totalt forbrukes det et sted mellom 120.000 – 150.000 bolter på årsbasis. For å sikre overflatene i stollsystemet sikres heng med stålnett. Syntetisk nett benyttes som overflatebeskyttelse ved sikring av sidepallene i produksjonsstollene. Stålnett benyttes som sidepallssikring i hovedstollene.

I løpet av 2007 ble KT- bolter vurdert som erstatter av den tidligere 6 fot lange kamstålbolten som tidligere var benyttet i hengen. Etter en rekke testpartier i gruva, ble KT– bolten med tilhørende plate ansett som en bolt egnet for de stadig mer krevende forholdene.

Som en del av det kontinuerlige utviklingsarbeidet med sikringssystemet i gruva, var det et ønske fra SNSG om å gjøre numerisk modellering av samvirket mellom bolt og bergmasse ved oppfaring av nye stoller. Det ble besluttet å utføre studiet i området mellom tverrslag (tv) 7 – 8 i DT2B. Formålet med oppgaven var å lage en numerisk modell og kalibrere denne mot resultatene fra de instrumenterte boltene og oppsatte ekstensometer som ble montert som en målestasjon i dette området. En kalibrert numerisk modell ville så kunne gi et godt utgangspunkt for å modellere effekt av ulike sikringsmønster.

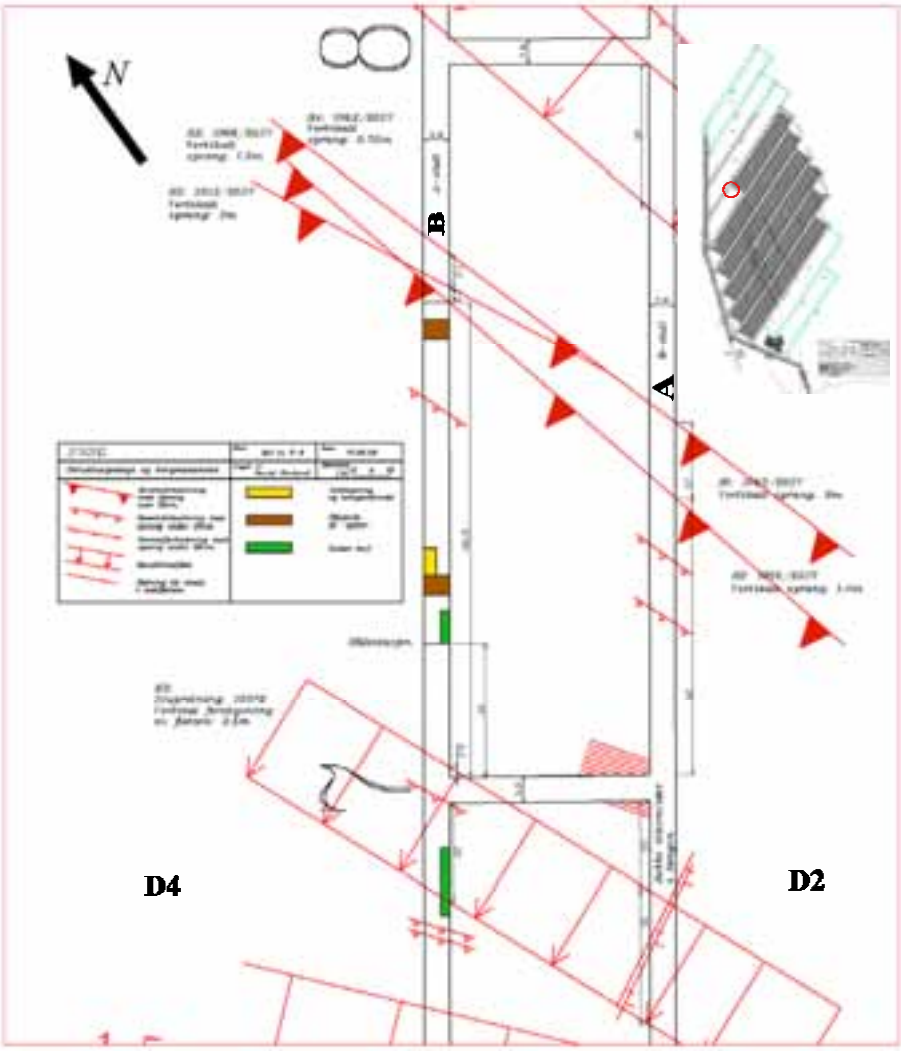
Fordelen med en numerisk modell, er at sikringssystemets maksimale potensial kan testes ut uten at det får noen direkte konsekvenser for i gruva. På denne måten kan en tilpasse systemet slik at en når en økonomisk optimal sikringstype, samtidig som sikkerhetsfaktoren for stollens stabilitet holdes på et akseptabelt nivå.

2 BERGTEKNISK MODELL MELLOM TV 7 OG TV 8 I DT2

Ved konstruksjon av en nummerisk modell, er det av avgjørende betydning at inngangsparameterne blir så gode som overhodet mulig. Det ble derfor laget en strukturgeologisk modell mellom tv 7 – 8 i DT2, der bergtekniske fenomen og ble registrert. Det ble i tilegg gjort fire kjerneboringer for å danne seg et bilde av geologien.

2.1 Strukturgeologisk modell

I Svea Nord er de tektoniske strukturene godt utredet. Gjennom snart 7 års drift, er strukturer blitt kartlagt og tegnet inn i et strukturgeologisk kart over Svea Nord. Ved strukturgeologisk kartlegning i gruva, har bergteknisk avdeling i SNSG valgt å skille forkastninger med sprang på mer enn 30 cm fra forkastninger med sprang under 30 cm. Forkastninger under 30 cm er derfor kun skissert etter registrert strøkretning i figur 6. Større forkastninger/ folder er presentert med strøk/fall og vertikalt sprang i figur 1.



Figur 1: *Strukturgeologisk modell av området rundt målestasjonen i DT2 tv 7B. I bildet innfelt øverst til høyre vises layout av kullfeltet Svea Nord. Rød ring i denne figur viser posisjon til tv 7-8 i Dt2.*

Øverst innfelt til høyre i figur 1, er det presentert et gruvekart over Svea Nord, der de skraverte sorte områder viser utdrevne områder pr. dags dato. Grønne linjer viser stollsystem som vil bli oppfart i fremtiden.

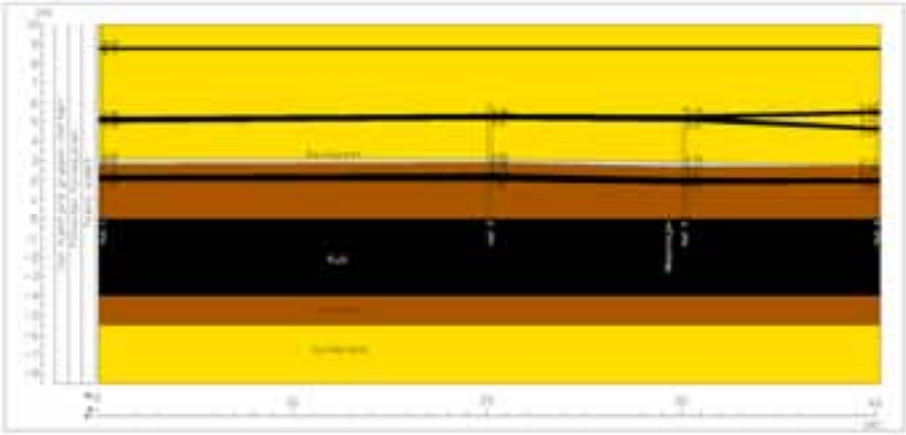
I Svea Nord er det hovedsakelig reversforkastninger og normalforkastninger som er de dominerende strukturgeologiske fenomen. Gjennom spenningsmålinger som ble presentert av Hansen, et. al (2007), ble det stadfestet at den største horisontale spenning fortsatt stod i retning normalt på strøket til reversforkastningene. Spenningene varierer mellom 11 – 25 MPa. Normalforkastninger dannes i tensjonsregimet, og følgelig er strøket til disse forkastningene omtrent normalt på strøket til reversforkastningene som er påvist i Svea Nord.

Spranghøyden til de to reversforkastningene i figur 1, er de største som ble påvist i strossepanel D2. Merk at mellom a og b stollen splittes den ene forkastningen i to. Forkastningene har et vertikalt sprang på mellom 0.75 og 3 meter. I tilegg til de to reversforkastningene er det påvist to monoklinale folder, med en vertikal forskyvning på anslagsvis 2 – 2.5 meter.

Bergtekniske fenomen som har utviklet seg over tid, er angitt i figur 1. Ti meter før tv 7 i B–stollen er det tegn til cutter roof[4] langs høyre hjørne i hengen. Det er estimert en total avskalning på 5 - 10 cm inn i hjørnet på sidepallen. Like ovenfor målestasjonen i B–stollen finner vi neste felt med cutter roof. En teori til at en har fått cutter roof i dette partiet av stollen, samtidig som at det er blitt dannet tensjonsbrudd et lite stykke lenger opp i stollen, er at kullsplitten registrert i kjernehull nr 4, 40 meter fra tv 7, er med på å omlagre de horisontale spenningene på en stabilitetsmessig ugunstig måte. Det er for øvrig hvert å merke seg at det er registrert påkjente bolteplater nær de tre reversforkastningene i B–stollen, samt mellom området med cutter roof og skjærbrudd i B-stollen.

2.2 Litologisk modell

Datagrunnlaget ved utarbeidelse av en litologisk vertikalprofil gjennom målestasjonen, bestod av fire hengboringer som var boret 5,5 – 10 meter over hengen. Interpolert profil er presentert i figur 2. I tilegg til disse data forelå data fra et prospekteringshull i umiddelbar nærhet (±100 meter).



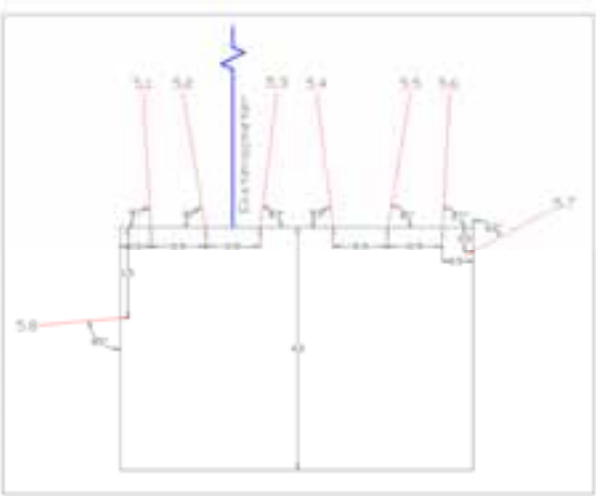
Figur 2: *Litologisk vertikalprofil av heng og ligg fra tv 7B – tv 7B+30meter.*

[4] Cutter roof: Bruddfenomen som typisk oppstår i hjørnene mellom heng og sidepall i stoller drevet med firkantet profil. Fenomenet skyldes høye horisontale spenninger med en orientering 90 grader på driftsretningen.

3 AVLEST SEGRESJON OG SIKRINGSBELASTNING

3.1 Installasjon av målestasjon 5

Målestasjon 5 ble installert 1. august 2007. Figur 3 viser et vertikalsnitt gjennom målestasjonen i DT2 tv 7b + 30 meter. I vertikalsnittet er bolter og et ekstensometer tegnet inn. Stasjonen ble montert 2 – 2,5 meter fra stuff, og den bestod av 8 instrumenterte bolter. Seks av disse boltene var 2,4 meter lange KT - bolter, nummerert fra 5.1 til 5.6 i figur 3. Bolt nr 5.7 -5.8 ble montert i sidepallen, og boltene hadde en lengde på 1,8 meter. I tilegg til de instrumenterte boltene, ble en rekke tohorisonts telltales montert mellom tv 7 og tv 8 i Dt2 etter standard prosedyre.



Figur 3: *Vertikalsnitt av målestasjon*

KT– boltene benyttet i hengen har en diameter på 21,7 mm. Boltene er forankret ved hjelp av limpatroner, og det er benyttet tilstrekkelig med lim for å hellime bolten. Leverandøren av boltene har gitt følgende spesifikasjoner for boltenes mekaniske egenskaper: Bruddgrense på 325 kN, skjærstyrke på 251 kN og flytstyrke på 260 kN. Bruddforlengelsen er oppgitt til 20 %. Instrumentering av strekklapper innebærer at det må lages et sliss langs bolten. Det er beregnet at dette slisset reduserer boltens mekaniske egenskaper med 10 %. På hver side av bolten er det slisset ut et 3,5 mm dypt spor. I sporet er det installert parvise strekklapper ved følgende nivå fra hengen: 0.05, 0.3, 0.55, 0.8, 1.06, 1.31, 1.56, 1.82 og 2.07. Det er tatt utgangspunkt i at bolten stikker 15 cm ut fra hengen i gjennomsnitt ved utarbeidelse av disse verdier.

De instrumenterte kamstålboltene benyttet ved bolting av sidepallene, har en diameter på 22 mm. Begge bolter var stålbolter. De mekaniske egenskapene til stålbolten er i følge data fra produsenten: bruddstyrke på 236 kN, skjærfasthet på 144 kN og flytstyrke 157 kN. Bruddforlengelsen er oppgitt til å være 14 %. Ved installasjon av sidepallsbolt 5.7, ble kablene revet av under oppsetning. Kabelbruddet var ikke mulig å fikse.

Den andre bolten gikk derimot greit å få installert. Instrumenteringen av sidepallsbolten var gjort på tilsvarende måte som ved KT- bolten. Eneste forskjell var at strekklappene var ulikt posisjonert. Strekklappenes posisjon var følgende 0.2, 0.34, 0.53, 0.72, 0.92, 1.11, 1.3, 1.5 og

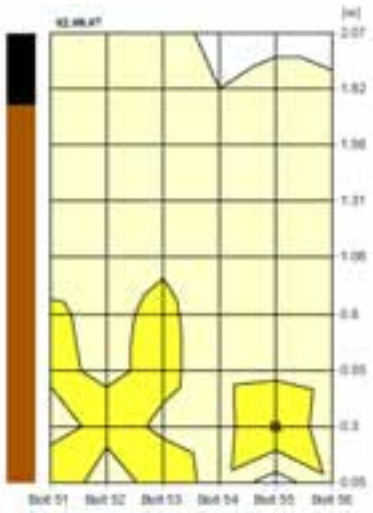
1.67 meter fra sidepallen. Ettersom bolten er konstruert slik at det kun er boltehodet som stikker ut fra sidepallen, vil avstanden til de ulike strekklappene være den samme fra sidepallen som for enden av bolten. Alle bolter ble installert slik at strekklappene registrerte bøyemoment på tvers av stollretningen.

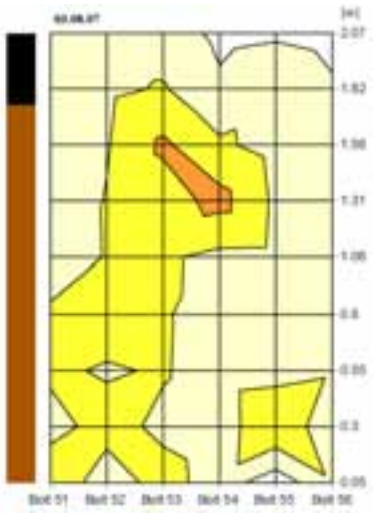
3.2 Data fra målestasjon 5

Etter montering av de instrumenterte boltene i målestasjon 5, ble det gjort en nullavlesning. For å begrense datamengden, er det valgt ut fem representative datoer der det er gjort avlesninger. Pålastning av boltene over tid, er illustrert ved å konturplott. Plottene i figur 4 er utarbeidet i samarbeid med Eivind Hegbom (SNSG), og det er benyttet egne regneark med egenutviklede sorteringsalgoritmer for å konvertere over verdier fra eksbolt til en pivot tabell i exel. Verdiene i plottet er korrigert opp med 10 %, ettersom RMT[5] har oppgitt at boltenes mekaniske egenskaper forringes ved utslissing av spor til strekklappene.

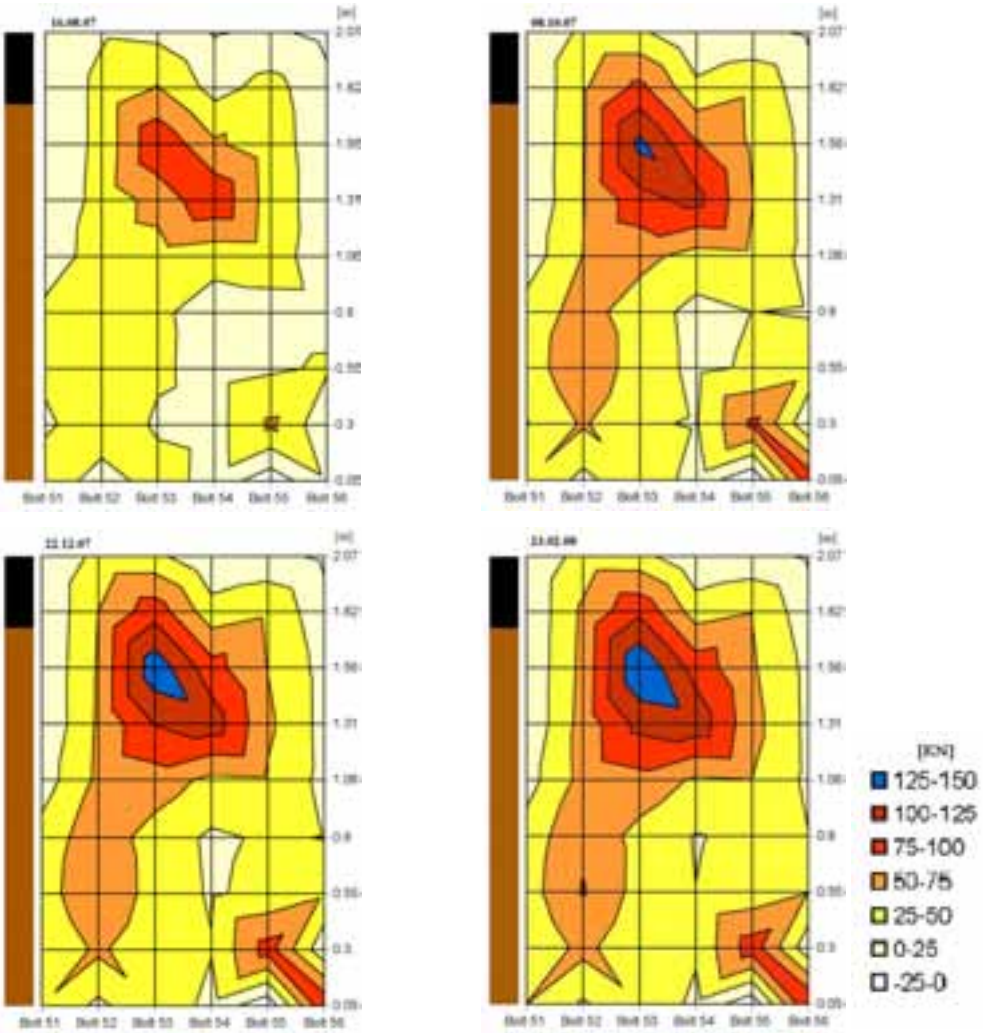
Plottene representerer et vertikalt snitt av hengen, der strekklappenes posisjon er plottet langs y – aksen. Merk også at den vertikale målestokken er overdrevet i forhold til den horisontale målestokken i samtlige av plottene. y – aksen starter på første strekklapp som er montert 5 cm fra hengen. Langs x – aksen er boltenes posisjon avmerket. Konturene i diagrammene er oppgitt i intervaller på 25 kN.

Allerede en dag etter driving dvs. 03.08.07, er det mulig å identifisere to soner der boltene har blitt påført økt aksiell last. Den ene sonen har sitt kjerneområde rundt bolt 5.3 og 5.4, i en høyde som strekker seg fra rundt 1.31 - 1.56 meter fra enden på bolten. Den andre sonen er utviklet nede til høyre i plottet ved bolt 5.5 og bolt 5.6. Senere avlesninger av boltene viser at det er i disse to sonene aksiell last på boltene utvikles over tid.





[5] RMT: Forskningsinstiusjon i England.

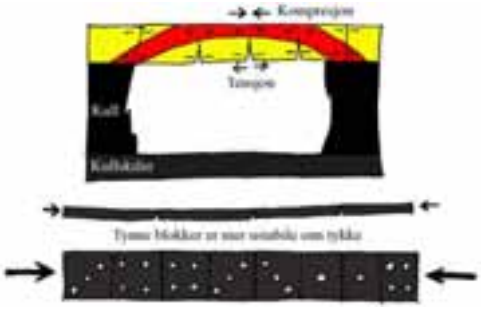


Figur 4: *Registrert pålastning på de monterte strekklapper langs bolteaksen på boltene montert i hengen i målestasjon 5. Heng er referansenivå langs den vertikale skala på figurene. Litologisk logg til venstre viser grense mellom kull (sort) og leirstein (brun).*

Strekklappen på 0.05 meter på bolt 5.5 viser negative verdier, noe som er en indikasjon på at strekklappen presses sammen (-) istedenfor å strekkes (+). For sonen omtrent midt i plottet, er det strekklappen på bolt 5.3 med høyden 1.56 meter som er sentrum for pålastningen. Maks last i sonen nede til høyre utvikles i strekklappen ved 0.3 meters høyde på bolt 5.5 og på 0.05 meters høyde på bolt 5.6.

Pålastingen på senterboltene 5.3 og 5.4 er lokalisert primært på strekklappen montert 1.56 meter over hengen. Dersom en ser tilbake på litologien ved målestasjonen i figur 5, ser en at det er logget en kullfløts fra 1.75 - 2.10 meter. Siden kull er et svakt materiale, skjer oppsprekning typisk langs dette laget. Ettersom de to senterboltene er pålastet i området i

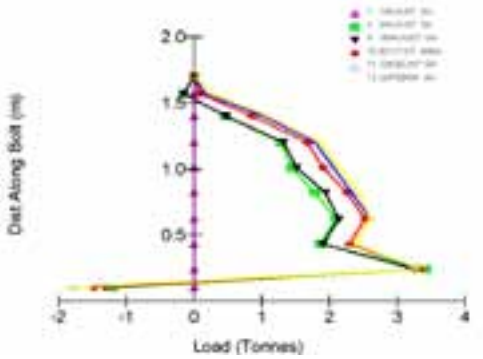
nærheten av kullaget, er det derfor nærliggende å tro at den midtre delen av hengen har begynt å sige i overgangen mot kullfløtsen. Siget i bergmassen medfører at det dannes en kompresjonsbue i hengen. Prinsippet er skissert i figur 5.



Figur 5: *Dannelse av en kompresjons bue i bergmassen (Omarbeidet etter Parker, 1974)*

Cutter roof er forårsaket av høye horisontale spenninger orientert 90 grader på stollenes retning. Fenomenet medfører bruddutvikling mellom hjørnet av sidepall og heng. Dersom denne bruddutviklingen får utvikles uten at ekstra sikringstiltak iverksettes, er det ofte fare for at bruddutviklingen skal forplantes fra hjørnet og over boltene. Ved bergmekanisk kartlegning i gruva er det registrert cutter roof langs pilarsiden av målestasjonen. Dette forklarer den plutselige pålastningen på bolt 5.5 og bolt 5.6 i umiddelbar nærhet til hengen i figur 4.

Når det gjelder oppbygning av last langs bolt 5.8 (i sidepall), ser en at strekklappen med avstand på 35 cm fra hodet på bolten er pålastet opp til ca 3.5 tonn. Strekklappene over 0.34 meter viser en gradvis reduksjon i aksiell last langs aksen til bolten. Strekklappen med posisjon 0.2 meter over hengen viser derimot at bolten presses sammen. En mulig årsak til at bolten viser trykk, kan komme av at borverket har presset ytre deler av bolten sammen ved montering.



Figur 6: *Aksiell pålastning langs bolteaksen til bolt 5.8*

Det interessante ved sidepallsbolten er at pålastningen hovedsakelig skjer i umiddelbar nærhet til overflaten av sidepallen. Dette betyr at kun de ytterste lagene av kullfløtsen sprekker opp. Merk at pålastning på bolten skjer umiddelbart etter utdrivning av stollen. Det er med andre ord lite pålastning over tid.

I umiddelbar nærhet til målestasjonen, er det montert tre tohorisonts ekstensometere. Forankring er utført på 2 (A - verdi) og 6 (B - verdi) meter. Avlesning av ekstensometerne ble utført 01.04.08. Ekstensometeret som er montert 5 meter før målestasjonen, viser kun 3 mm utslag på A – verdien. Neste ekstensometer er montert 15 meter etter målestasjonen. Ekstensometeret viser 8 mm på A- verdien, og 15 mm på B- verdien. Merk at i dette området er det i følge figur 2 logget en sandsteinskanal i hengen. Det er derfor tydelig at kanalen innvirker på hengstabiliteten i området. 20 meter forbi målestasjonen, er tredje ekstensometer plassert. Ekstensometeret viser 2 mm bevegelse på A – verdien, og 1 mm bevegelse på B – verdien. Totalt er det montert 44 telltales mellom tv 7 og tv 8. Data fra disse viser at de to ekstensometerne oppsatt 5 meter før og 20 meter etter målestasjonen er representative for segresjon av heng i gode forhold.

4 NUMERISK ANALYSE

Utviklingen på datafronten har i de siste tiårene gjort det mulig å gjøre simuleringer av hvordan spenning og deformasjon omfordeles og endres i 2 og 3D bergtekniske modeller. Før datamaskinens tid var alternativet å bygge fysiske eller matematiske modeller av situasjonen en ønsket å studere. I dag er numeriske modeller sentrale for å dimensjonere sikring. Dette innebærer at effekter av ulike konfigurasjoner av bolter kan studeres. Når det gjelder numerisk modellering, er det et sentralt poeng at resultatene fra modellene kun er en indikasjon på hvordan situasjonen er i virkeligheten.

4.1 Beregning av spenningsbildet ved målestasjon 5

Som en del av planlegningen av Svea Nord er det gjort en rekke bergspenningsmålinger. Målingene er med på å gi et godt utgangspunkt for å estimere størrelse og retning til spenningene rundt målestasjonen mellom tv 7 og tv 8 i Dt2. Pr. dags dato er det utført seks spenningsmålinger i Svea Nord. Resultatet fra målingene er presentert i tabell 1.

Tabell 1: *Spenningsmålinger utført i Svea Nord (Hansen et al. 2007).*

Målepunkt	Heng til bre [m]	Brebunn til dagen [m]	σ_H [Mpa]	σ_h [Mpa]	σ_v [Mpa]	Orientering av største horisontale spenning
M1 (H1 - tv 7)	350	0	16.3 (15.4 - 17.3)	8.9 (4.1 - 12.9)	8 - 12	N063Ø, (N055 - 071Ø)
M2 (H2 - Tv 15)	95	50	13.4 (12.4 - 13.9)	1.3 (0.7 - 1.8)		N078Ø, (N063 - 088Ø)
M3 (H3 - B tv 48)	360	10	11.0 (2.9 - 18.9)	-1.4 (-3.6 - 0.9)	-	N072Ø, (N068 - 080Ø)
M4 (Ct4 - tv22)	340	50	21.8 (6.2 - 40.1)	6.5 (-2.3 -17.2)	-	N047Ø, (N035 - 070Ø)
M5 (Ct8 - tv 20)	105	220	13.9 (5.2 - 21.0)	9.9 (4.8 - 13.6)	-	N072Ø, (N003 - 122Ø)
M6 (H4 - tv 61)	335	100	14.1 (8.5 - 22.1)	2.8 (-2.3 -10.1)	-	N067Ø, (N050 - 080Ø)
Snittverdi:	267.5	71.7	15.1	4.68	8 - 12	N066.5Ø

Ettersom gruva dekker et stort område er det realistisk at størrelse og retning til spenningene vil variere i de ulike deler av gruva. Ved estimat av størrelsen på de horisontale spenningene mellom tv 7 og tv 8 i Dt2, er det naturlig å ta utgangspunkt i spenningsmåling 5 og 6, ettersom disse ligger nærmest området som skal modelleres. Tv 7 og tv 8 i Dt2 ligger omtrent midt i et dalføre. Tilfeldigvis ligger målepunkt 5 i samme dalføre med omtrent lik overdekning. Av den grunn er det stor sannsynlighet for at spenningsbildet mellom tv 7 og tv 8 i DT2 tilsvarer spenningsbildet ved målepunkt 5. Av den grunn har forfatter valgt å vekte spenningsmåling 5 dobbelt så mye som måling 6 ved beregning av et gjennomsnittlig verdi for horisontalspenningene mellom tv 7 og tv 8 i DT2. Resultater fra disse beregningene er presentert i tabell 2. Det som er verdt å merke seg, er at retning til største horisontale spenning ved målepunkt 5 er N072Ø. Ettersom denne spenningsmåling er gjort i umiddelbar nærhet til reversforkastninger med lik strøkretning som mellom tv 7 og tv 8, ser det ut som at

spenningene står 90 grader på strøket til reversforkastningene mellom tv 7 og tv 8 i DT2. Av den grunn anslås spenningsretningen ved målestasjonene til å være N074Ø.

Tabell 2: *Anslått spenningsfelt mellom tv 7 og tv 8 i DT2.*

	σH [Mpa]	σh [Mpa]	σv [Mpa]	Orientering av største horisontale spenning
Estimat for Dt2 tv 7 - 8	14.0	7.5	4.67	N074Ø

4.2 Sikringssystemets materialtekniske egenskaper

Mellom tv 7 og tv 8, er det benyttet en rekke produkter for å sikre heng og sidepall. Ved oppfaring av stoller sikres stollene ved bruk av fire ulike typer bolter. For å forhindre nedrasning mellom boltene, monteres nett og bånd mellom bolteplate og berg. Ettersom lab – tester på sikringsmateriell er en tidkrevende prosess, er det valgt å benytte mekaniske verdier oppgitt fra de ulike leverandørene. Oversikt over materialegenskaper for sikringssystemet er illustrert i tabell 3.

Tabell 3: *Materialegenskaper for sikringssystemet i Svea Nord.*

Bolt og plate	KT - bolt	Wirebolt	Kamstålbolt	Glassfiberbolt
Leverandør	*Minova*	*Osborn strata*	*Jennar*	*Minova*
Dimensjon	*L: 2.4m, D: 21.7mm*	*L: 5m, D: 23mm*	*L: 1.5m, D: 22mm*	*L: 1.5m, D: 24mm*
Festeanordning	*1.8 m fast*	*.30 m fast + 2m slow*	*0.9 m fast*	*0.9 m fast*
Bruddstyrke	*325 kN*	*500 kN*	*236 kN*	*320 kN*
Skjærfasthet	*251 kN*	*360 kN*	*144 kN*	*170 kN*
Flytstyrke	*260 kN*	*430 kN*	*157 kN*	*N/A*
E- modul	*N/A*	*186 Gpa*	*207 Gpa*	*35 Gpa*
Bruddforlengelse	*20%*	*4.40%*	*14%*	*N/A*
Dim. plate	*147 mm x 147 mm x 8mm*	*150 mm x 150 mm x 12 mm*	*410 mm x 150 mm x 4mm + 495 mm x 495 mm x 24 mm*	*410 mm x 150 mm x 4mm + 495 mm x 495 mm x 24 mm*
Bruddstyrke plate	*20 tonn*	*40 tonn*	*5 -10 tonn*	*N/A*

4.3 Numerisk analyse i PHASE 2D

PHASE 2D er benyttet til å modellere ett vertikalsnitt gjennom målestasjonen i DT2 tv 7 + 30 meter. Etter endt kalibrering av modellen mot data fra gruva, er det gjort endringer i stikning og plassering av boltene for å sjekke effekten av endret sikringssystem.

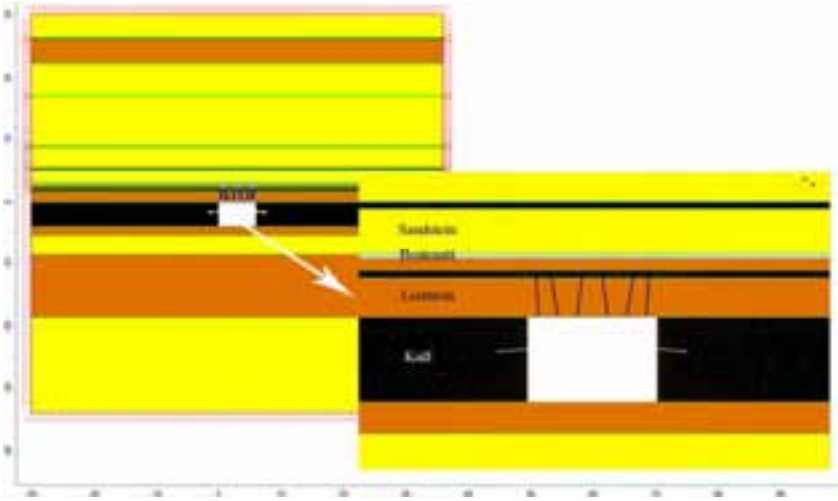
Ved konstruksjon av en numerisk modell, er det nødvendig å beskrive bergartene som skal inngå i modellen ved hjelp av mekaniske verdier. Data fra observasjoner i felt og laboratorieforsøk er lagt til grunn for estimat av bergmasseparameterne i tabell 4. Verdiene i tabell 4 er alle benyttet for å beskrive de ulike materialer i PHASE 2D.

Tabell 4: *Inngangsverdier for de ulike materialer i PHASE 2D*

Input verdier Phase 2d	Erm [Mpa]	v	σci [Mpa]	mb	s	D	mr	sr
Kull	4416	0.4	20.6	7.35	0.059	0	3.67	0
Sandstein	19130	0.12	169.9	4.3	0.0357	2.87	2.15	0.0119
Leirstein	15790	0.15	127.9	2.684	0.0117	1.79	1.34	0.0039
Bentonitt	6458.4	0.13	52.39	0.858	0.0117	0.2	0.3	0.0013

Figur 7 presenterer et oversiktsbilde av modellen etter at mesh, bolter og randbetingelser er generert i modellen. Figuren er todelt, der den ene figur viser et oversiktsbilde av hele

modellen, mens det innfelte bildet nede til høyre i figuren viser et detaljert utsnitt rundt tverrsnittet av stollen. Modellen er bygget så lik målestasjonen i figur 3 som mulig. Dette innebærer blant annet at wirebolter er utelatt i dette profilet. KT – boltene i figuren er farget blå, mens den 1.5 meter lange kamstålbolten til Jenmar som er benyttet i pilaren er farget oransje. Den 1.5 meter lange glassfiberbolten til Minova er farget grå i figuren.

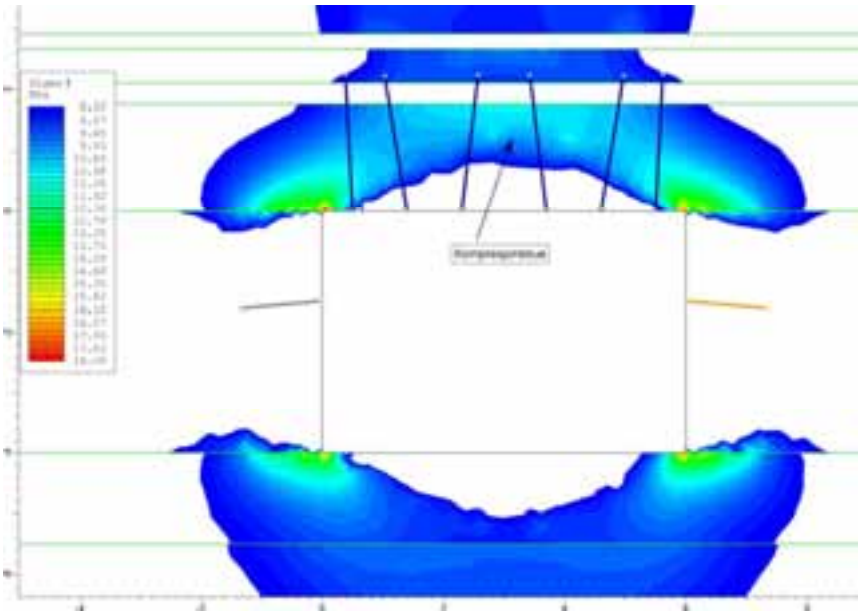


Figur 7: *PHASE 2D modell av stoll og litologi. Bildet innfelt til høyre viser et detaljbilde av litologi i umiddelbar nærhet til tverrsnittet av stollen.*

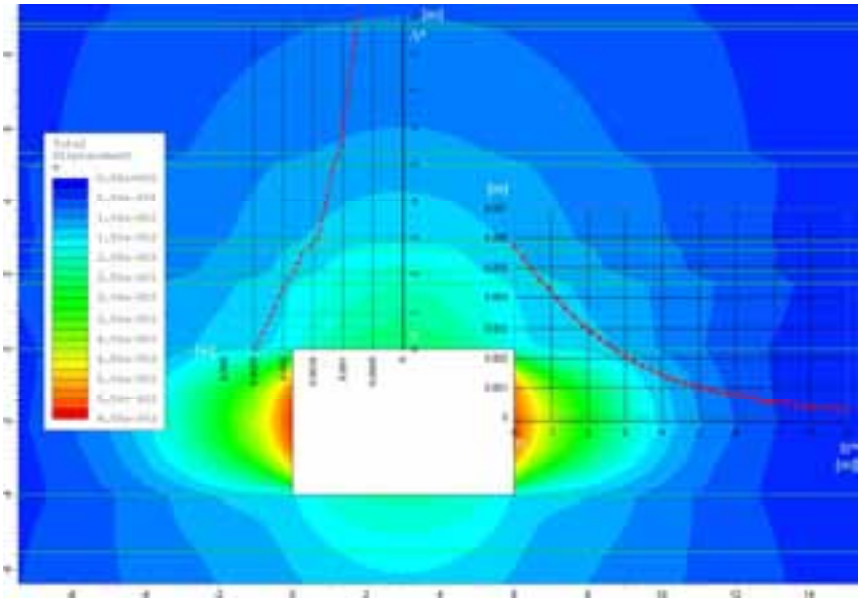
PHASE modellen i figur 7, hadde en total kjøretid på 2 minutter og 35 sek ved prosessering ved hjelp av en AMD turion™ 64, 1.6 Ghz prosessor med 1 GB ram. Ved kjøring av modellen, var kravet for konvergens i hvert stadium at den ubalanserte kraften var under defaultverdien på 0.001. Ved endt kjøring av den numerisk modellen, ble modellen lastet opp i tolkningsmodulen i PHASE 2D.

For å tydeliggjøre spenningsbuen som settes opp av største hovedspenning i planet dvs. σ_2, har forfatter valgt å produsere et plott der σ_2 strekker seg fra 8.5 – 18 MPa. Figur 8 viser σ_2 i det spesifiserte intervall. Hvite områder i figuren er områder med en spenning utenfor det angitte intervall. Merk at største spenningsakkumulasjon opptrer rundt hjørnene av stollen, og at svake lag slik som kull og bentonittlaget fører mindre spenninger enn leir og sandsteinslagene.

Ved kalibrering av en numerisk modell, er det et poeng at deformasjonen i modellen svarer til omtrent de samme verdier som er målt i virkeligheten. Figur 9 viser et plott av total deformasjon i tverrsnittet av stollen. Den numeriske modell konkluderer med en total deformasjon på 2.5 mm i hengen, noe som kan sammenlignes med de verdier som ble registrert i gode forhold mellom tv 7 – 8 i Dt2.



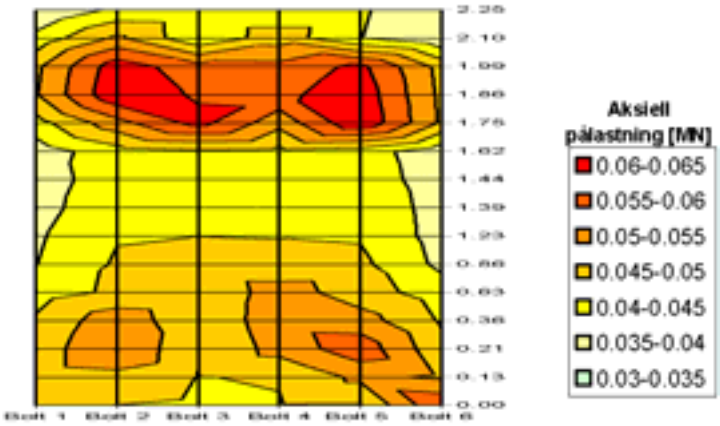
Figur 8: *Største hovedspenning i planet σ_2 setter opp en kompresjonsbue i hengen.*



Figur 9: *Total deformasjon rundt tverrsnittet av stollen med installert sikring. Vertikal deformasjon i heng langs linja A – A' og horisontal deformasjon langs linja B – B' er skissert ved røde grafer i figuren.*

I PHASE 2D, er det mulig å få rapportert lastpåbygning langs bolteaksen til boltene. Ut i fra disse opplysninger, har det blitt laget et konturplott av beregnet pålastning av KT - boltene i hengen. Ettersom last på boltene i PHASE 2D beregnes i hvert krysningspunkt langs bolteaksen og meshen[6] i modellen, var det ingen faste verdier langs bolteaksen der last var beregnet. Ettersom antallet krysningspunkt varierer i modellen, bidro dette til at det på enkelte bolter var flere punkt der aksialast ble beregnet. For å lage et konturplott ved hjelp av exel, er en avhengig av å ha faste og ikke varierende verdier langs bolteaksen. I tilegg bør antallet punkt være like for at en skal få et best mulig plott. De numeriske data ble av den grunn først tilpasset slik at samtlige bolter hadde like mange punkter der aksialkraften var beregnet. Denne tilpasning ble utført manuelt ved at forfatter plukket vekk de verdier som var svært nær hverandre på bolteaksen. Resultatene ble så plottet i et diagram med alle punktene for å se effektene av hele datasettet. Ettersom denne figuren etter forfatters mening var for detaljert, valgte forfatter å gå ned på detaljgraden ved å slette annethvert punkt med beregnet aksialkraft nedover bolteaksen. Resultatet av dette ble et plott som stemte godt overens med plottet av samtlige av de utregnede verdiene, men som samtidig var enklere å presentere grafisk. Plottet er presentert i figur 10.

Forskjellen mellom plottet i figur 10 og konturplottene i figur 4, er at pålastningen av boltene i PHASE 2D kun skjer i kullaget, mens pålastningene i målestasjonen er mer fordelt utover bolteaksene i senter av plottet. Årsaken til at det ikke ble registrert pålastning i kullaget i de instrumenterte boltene i målestasjon 5, skyldes mest sannsynlig at boltene er forankret i kull og svak leirstein i enden av bolten. Dersom bolten hadde vært festet i kompetent sandstein over laget med kull, ville trolig lastsituasjonen blitt mer tilsvarende den ideelle numeriske modellen. En annen ting som er vært å legge merke til, er at aksiallasten til boltene danner en lastbue i hengen, noe som for øvrig henger sammen med kompresjonsbuen vist i figur 8.

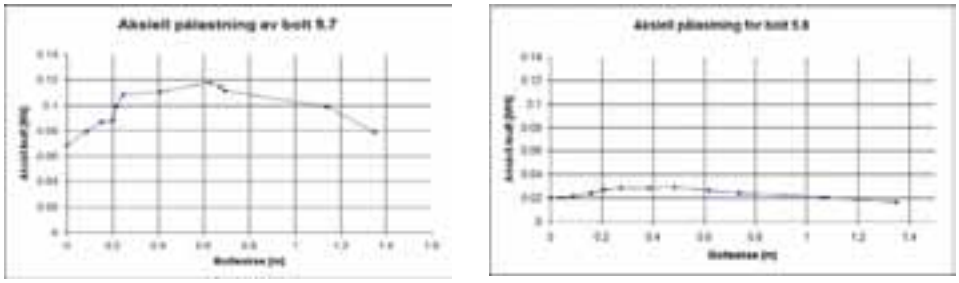


Figur 10: *Aksiell pålastning av boltene i hengen. Plottet er utarbeidet fra verdier fra PHASE 2D modellen.*

Sidepallsbolt 5.7 og 5.8 viser noe forskjellige lastopptak etter beregning er utført i PHASE 2D. Bolt 5.7 er kamstålbolt, mens bolt 5.8 er glassfiberbolt. Ut i fra plottene i figur 11, ser en at glassfiberbolten tar opp langt mindre last enn kamstålbolten. Sammenlignes resultatene fra

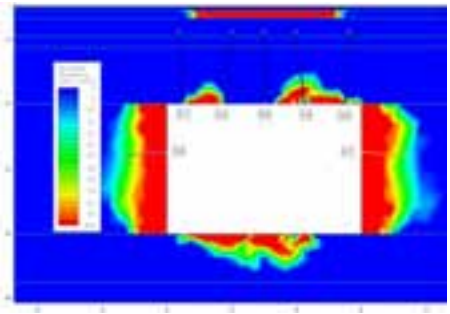
[6] Mesh: Nett som genereres i den numeriske modell. I hvert krysningspunkt løses likningssett.

kamstålbolten med resultatet fra figur 6, ser en at bolten er pålastet med 8 tonn mer i PHASE 2D modellen, enn det som ble målt i målestasjon 5. Forklaringene på dette kan være mange. Det vi imidlertid vet, er at datagrunnlaget fra sidepallsboltene er relativt tynt, ettersom vi kun har data fra en bolt. Det kan derfor tenkes at pålastningen generelt er høyere enn det som ble registrert i denne målestasjonen. Det er derfor en mulighet at den virkelige pålastning av boltene ligger et sted mellom målt verdi fra bolt 5.8 og maksimal beregnet pålastning i figur 11.

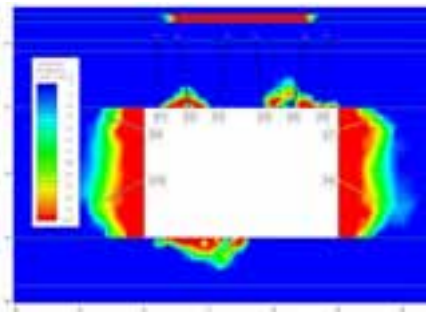


Figur 11: *Beregnet aksiell pålastning langs sidepallsboltene i PHASE 2D.*

Ettersom pålastning på bolter i heng og sidepall kan sies å stemme omtrentlig med det som ble registrert i målestasjon 5, ble PHASE 2D modellen ansett å stemme omtrentlig med virkeligheten. Det ble beregnet 1379 element som var gått i brudd i modellen. Neste skritt var så å utføre en rekke kjøringer med endret sikringsmønster. Det var to mønster som gav betraktelig reduksjon i antall element som gikk til brudd. Figur 12 viser at dersom senterbolt benyttes, vil bruddutvikling reduseres til 1277 element samtidig som en sparer inn en bolt i hver bolterast. Ved å bolte sidepallen med en ekstra bolt vist i figur 13, ble antall element som er gått i brudd redusert til 1086. Økt vinkling av boltene mot sidepallen medførte en bruddutvikling på 1353 element, noe som er en svært liten forbedring.



Figur 12: *Bruddutvikling ved redusert hengbolting og bruk av senterbolt.*



Figur 13: *Brudd dannelse rundt stoll med to sidepallsbolter.*

4.4 Numerisk analyse i FLAC 3D

FLAC 3D versjon 3.0, er et tredimensjonalt verktøy utviklet av Itasca. Programkoden faller under FDM metoden. Koden er utviklet for å gjøre to og tredimensjonale studier av hvordan f.eks spenningsfelt og deformasjon endres ettersom anlegget drives ut. Koden har typisk blitt benyttet i tilknytning problemstillinger innen fagfeltene geoteknikk og ingeniørgeologi (Itasca, 2005).

Målsetningen med å involvere FLAC 3D i denne diplomoppgaven, var først og fremst å få overblikk over effektene som skjer i bergmassen i det en ekstra dimensjon tas med i beregningene. Et av delmålene, var å få resultater i FLAC 3D som kunne relateres mot resultatene som tidligere var utført i PHASE 2D. Tanken var at dersom begge modeller gir omtrent tilsvarende resultat langs xz planet, vil resultatene i yz planet i FLAC 3D modellen være mer pålitelig. Et annet mål, var å studere deformasjonsforløpet av heng og sidepall i det stuffen nærmer seg, og når deformasjonen stabiliseres etter første lastsyklus.

FLAC 3D krever andre inngangsverdier enn PHASE 2D. Det ble derfor utført en rekke beregninger for å finne de korrekte parametere for bergmasse og sikringskomponenter. Tabell 5 og 6 gir et overblikk over de vesentligste bergmasseparametere benyttet i FLAC 3D.

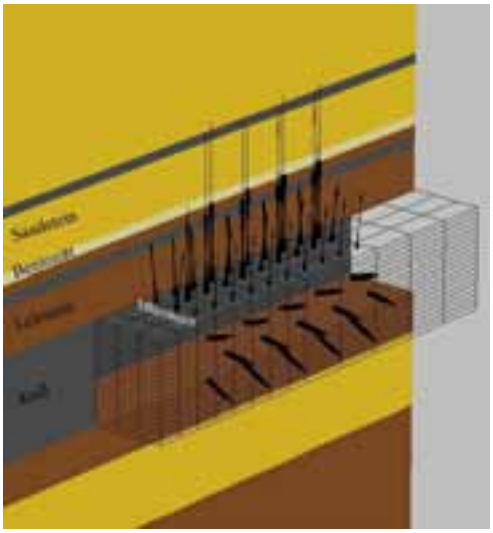
Tabell 5: *Bergmasseparametere benyttet i FLAC 3D modellen.*

Bergmasse - parametere	K [Gpa]	G [Gpa]	σtm [Mpa]	Cm [Mpa]	φ [grd]
Kull	7.360	1.577	0.17	1.03	45.0
Sandstein	8.392	8.542	1.41	6.40	46.3
Leirstein	7.520	6.866	0.56	2.97	43.0
Bentonitt/Mudstone	2.909	2.858	0.717	1.95	20.3

Tabell 6: *Mekaniske parametere for bergsikring benyttet i FLAC 3D modellen.*

	emod	ytens	ycomp	xcarea	gr_coh	gr_k	gr_per
Wirebolt (wi)	1.86E+11	5.00E+05	0	4.15E-04	3.07E+06	1.84E+10	1
Kt bolt (kt)	2.00E+11	3.25E+05	0	3.69E-04	3.07E+06	1.42E+10	1
Kamstålbolt (k)	2.07E+11	2.36E+05	0	3.80E-04	3.07E+06	2.84E+10	1
Glassfiberbolt (g)	3.50E+10	3.20E+05	0	4.52E-04	3.07E+06	2.35E+10	1

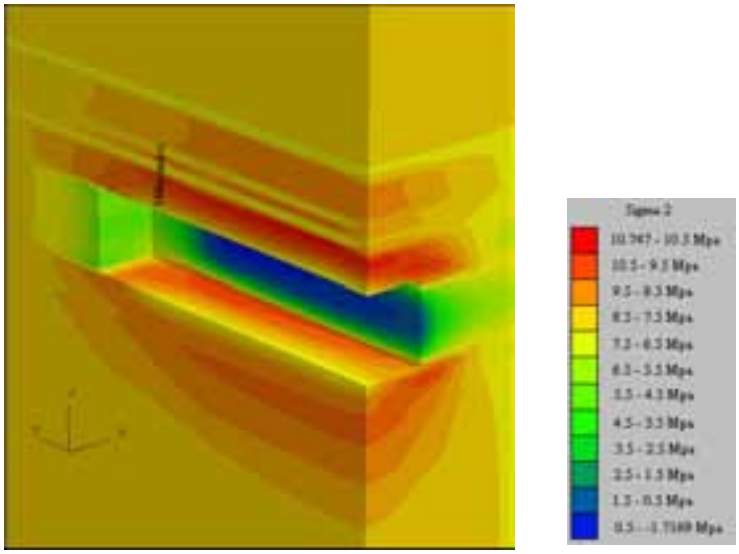
Ved kjøring av FLAC 3D med parameterne gjengitt i tabell 5 og 6, tok det 6 - 7 timer for å få FLAC 3D modellen til å konvergere. Utregningen ble utført med en Intel(R) Core (TM)2 DUO prosessor med 3GHz og 2GB RAM. Tidsforbruket er med andre ord relativt mye større enn PHASE 2D, og programmet egner seg derfor dårlig til parametertesting.



Figur 14: *Vertikal geologisk profil gjennom senterlinja av stollen. Aksiallast på boltene er skissert i de ulike nivå på bolten.*

Etter endt kjøring av modellen, ble det produsert en del grafiske plott. Figur 14 viser et vertikalt snitt gjennom stollsystemet. Målestasjonen er plassert 2.5 meter bak stuffen. Stollen er snittet langs senterlinja i hengen. Boltene som er montert i den sida som er fjernet, er presentert i figuren. Aksiell pålastning er lagt på boltene for å gi et inntrykk av hvor størst pålastning på bolten opptrer.

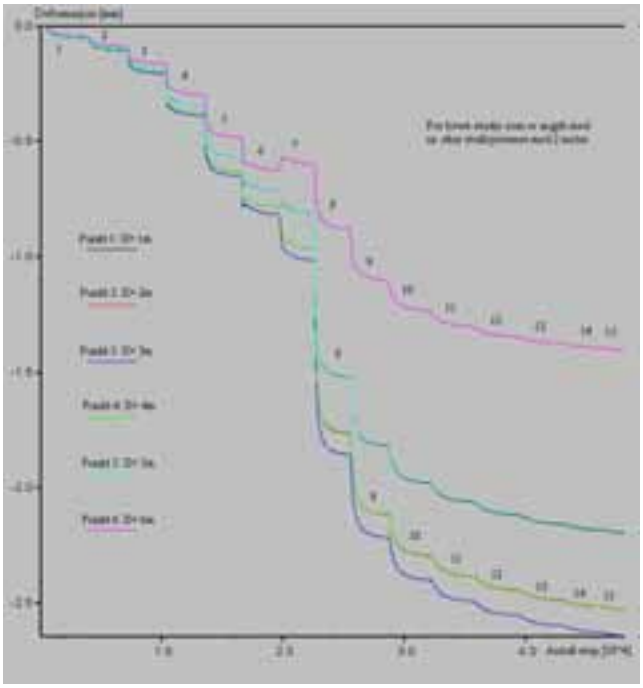
I figur 8, ble største hovedspenning σ_2 presentert i planet. Ut i fra denne figuren, ble spenningsbuen som settes opp i hengen tydeliggjort. Den tredimensjonale modellen som er generert fra FLAC 3D, er presentert i figur 15. Merk at spenningsakkumulasjonen i kullaget ved stuffen er betraktelig høyere enn bak stuffen. Dette stemmer godt med virkeligheten, ettersom bergslag i kulla på stuff er et vanlig fenomen. Legg og merke til at svake lag slik som kull og bentonitt fører betraktelig lavere spenninger enn sand og leirsteinslagene i figuren.



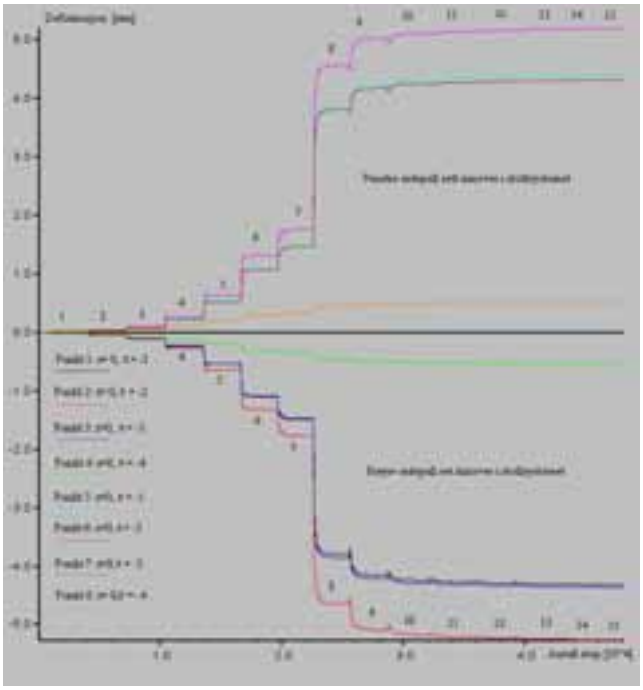
Figur 15: *Plott av sigma 2 gjennom senterlinja av stollen. Stuffen ligger 2.5 meter foran målestasjonen.*

For å bedre kunne beskrive utvikling av deformasjon over tid, har forfatter etablert historiepunkter i heng og sidepall rundt målestasjonen. Ved kjøring av modellen registrerer historiepunktene deformasjonsutvikling i en spesifisert retning. I det modellen er ferdig kjørt, er det mulig å gjøre et plott av deformasjon som har oppstått i historiepunktet under driftsperioden av stollen.

Figur 16 viser deformasjon som har oppstått i seks punkt som er plassert slik at det er en meter mellom hvert av observasjonspunktene, normalt på driftsretningen. Punkt nr. 1 i figur 16 er plassert med koordinatene 1,4,0. Dvs. 1.5 meter før målestasjonen. Merk at det siste punkt vil ligge helt i hjørnet mellom heng og sidepall. Hvert stadium innebærer at stollsystemet øker med 2 meter, og i figur 16 og 17 er stadiene merket inn som et tall fra 1 – 15 i figuren. Det som en bør merke seg med denne figur, er at rundt 30 % av den totale deformasjon inntreffer før stuffen har passert historiepunktene i stadium 8.



Figur 16: *Deformasjonsforløp i seks punkt fordelt i hengen 1.5 meter før målestasjon 5. Sikringsmønster i figur 8 er benyttet ved kjøring av modellen.*



Figur 17: *Deformasjonsforløp i fire historiepunkt i høyre og venstre sidepall 1.5 meter før målestasjonen i Dt 2 tv 7 + 30 meter. Merk at positiv akse er definert mot høyre.*

I denne perioden øker deformasjonsraten betraktelig. Et grovt estimat er at ytterligere 30 % av total deformasjon oppstår idet stollen drives forbi. Etter at stuffen har passert målestasjonen, avtar deformasjonsraten. Dette innebærer at hengen i stollen går mot en stabil tilstand.

Det er plassert fire historiepunkt i hver sidepall 1.5 meter fra målestasjonen i y – retning. Resultater fra disse punktene er vist i figur 17. Første historiepunkt er plassert en meter fra hengen. Påfølgende punkter er plassert med en avstand på 1 meter. Resultatene fra punktene i sidepallen følger omtrent samme trend som deformasjonen i hengen. Rundt 40 % av deformasjonen skjer før stuffen passerer punktet. Resterende andel av deformasjon ble utløst med en gang etter at stuffen har passert. Merk at deformasjonen i sidepallen mot liggen (punkt 8 og 4), er relativt moderat sett opp mot deformasjon i resterende punkt. Etter at stuffen har passert stagnerer deformasjonsutviklingen i modellen, og sidepallene går derfor mot en stabil tilstand.

Total deformasjon i hengen ved målestasjonen, er beregnet til å være rundt 2.6 mm. Tilsvarende verdi ble beregnet i PHASE 2D i figur 26. For deformasjonen i sidepallen, er det registrert en deformasjon på 5.1 mm. Dette er 0.6 mm mindre enn det som ble beregnet i PHASE 2D.

5 KONKLUSJON

Numeriske analyseverktøy slik som FLAC 3D og PHASE 2D har begge både svakheter og styrker. FLAC 3D egner seg ikke til parameterstudium grunnet sin lange kjøretid før modellen konvergerer. PHASE 2D er derimot bedre egnet for parametertesting. Det som forfatter erfarte, var at PHASE 2D egnet seg godt til studiet av samvirket mellom bolt og berg. Et enkelt og intuitivt grafisk grensesnitt gjorde det mulig å plotte aksiell pålastning på bolter og endring i deformasjon og spenninger langs spesifiserte linjer. En slik studie i FLAC 3D ville medføre et betydelig programmeringsarbeid, og har derfor vært lite aktuelt med den tilmålte tid i dette prosjekt. Styrken til FLAC 3D, har imidlertid vært at programmet gjør det mulig å studere hvordan deformasjon og spenning omlagres ettersom stuffen beveger seg innover i kullfløtsen, noe som vanskelig lar seg gjøre ved PHASE 2D. Et helt sentralt poeng, er at resultatene som var akkumulert fra målinger i gruva stemte godt med de to numeriske modeller som ble utformet. Ved å sammenligne resultatene fra modellen i PHASE 2D med modellen i FLAC 3D, kom forfatter til den konklusjon at modellene gav omtrent samme resultater i zx planet ved målestasjon 5.

Studiet av samvirket mellom bolt og berg under kjøring av de numeriske modeller, ble hovedsakelig utført i PHASE 2D. En oppdagelse som forfatter ble gjort oppmerksom på ved arbeid med de numeriske modeller, var de svake lags betydning for sikringsbelastning i hengen. I området i mellom tv 7 – 8 i DT2B, opptrer det et kullag omtrent i toppen av KT – boltene. I PHASE 2D ser en at økt pålastning på boltene utelukkende skjer i dette kullaget. Måledata fra gruva viser maksimal pålastning på boltene litt i underkant av kullaget. Årsaken til dette, skyldes mest sannsynlig at boltene er forankret i kull og svak leirstein i enden av bolten. Dersom bolten hadde vært festet i kompetent sandstein over laget med kull, ville trolig lastsituasjonen blitt mer tilsvarende den ideelle numeriske modellen. Det bør forventes at svake lag slik som bentonittlaget vil påføre sikringssystemet økt pålastning slik som observert i kullaget. Samtlige av modellene som ble kjørt i PHASE 2D, viste bruddutvikling i tilknytning til bentonittlaget. I og med at det er observert tendenser til cutter roof både på boltene og ved visuell befaring i gruva, tyder dette på at sprekker kan forplante seg over KT – boltene og opp til dette laget. Under rette omstendigheter, vil dette kunne medføre nedfall av heng i gruva. Faren for nedfall er typisk størst ved kryss der spennvidden på stollen er størst. I

og med at det er en fare for at hengen kan sleppe i bentonittlaget, rettferdiggjøres dagens forbruk av wirebolt som forankres i sandsteinen over bentonittlaget.

Et par målsetninger i forkant av prosjektet, var å studere effekt av midt og senterbolt. Ved analyse av de to problemstillingene i PHASE 2D, kom forfatter til den konklusjon at skrådde bolter mot sidepallen ikke gir noen reduksjon i bruddutvikling i stollen. Merk at konklusjonen kun er basert på antall element som er gått i brudd. Ved installasjon av senterbolt i hengen, kom forfatter til den konklusjon at ved å benytte seg av senterbolt, er det mulig å redusere antall bolter i hengen fra seks til fem, samtidig som bruddutviklingen i hengen forbedres.

Analyse av stollsystemet i FLAC 3D gav innsikt i hvordan bergmassen deformeres foran og etter passering av stuffen. I analysene som forfatter har utført, viste det seg at 1/3 av deformasjonen inntraff i hengen før stuffen passerte målepunktene. I det stuffen passerte, ble ytterligere 1/3 av den totale deformasjon utløst. Resterende andel av deformasjonen ble utløst etter stuffen. Ettersom størst deformasjon inntreffer foran og ved stuffen, vil bolting utført lenger bak på ABM ene trolig medføre en lavere pålastning av sikringssystemet ved første lastsyklus. Dette vil gi en økt restkapasitet i boltene i det strossepanelet Dt2 og DT4 drives ut. I denne sammenheng bør det imidlertid nevnes at pålastningen på sikringssystemet ved første lastsyklus er svært liten i forhold til pålastningen som inntreffer ved passering av de to strossepanelene. Av den grunn vil restkapasitet som spares ved å installere boltene på et tidligere stadium under oppfaring, trolig kun være minimal sett opp mot den pålastning som inntreffer på et senere tidspunkt i sikringssystemet. Ettersom dagens oppfaring av stoller innebærer en svært effektiv produksjonsform, ser ikke forfatter noen grunn til at en endrer plasseringen av boltetårnene på ABM en slik at stuffen får mulighet til å avlastes ytterligere. Ca 40 % av deformasjonen i sidepallen oppstår før ABM - 25 en passerer. Etter at ABM – 25 en har passert referansepunktene, stabiliseres sidepallen. Dette resultat kan benyttes for å støtte opp om at dagens sikringssystem i sidepallene funger tilfredsstillende i første lastsyklus.

6 KILDELISTE

Hansen T. F., Hegbom E., Hovland D. 2007: *Design og overvåkning av bergsikring og berg i Svea Nord. Et innlegg til bergmekanikk konferansen i Oslo høsten 2007.* 19s

Hovland D. 2008: *Numerisk analyse av samvirket mellom berg og bolt i kullgruven Svea Nord.* Diplomoppgave avlagt ved IGB ved NTNU. 76s

Itasca 2005: *Users manual*. URL: http://www.itascacg.com/flac3d.html

Parker J. 1974: *Practical rock mechanics for miners. Part 5: How to design better mine openings.* 5s

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

BRUK AV GEOFYSISKE METODER SOM KARTLEGGINGSMETODE

Geophysical methods for feasibility studies

Forsker Guri V. Ganerød (PhD) & Lagleder Jan Steinar Rønning, NGU

guri.ganerod@ngu.no

SAMMENDRAG

Elektriske motstandsmålinger er en metode som var mye brukt innenfor mineralprospektering på 70- og 80-tallet. I de senere årene har metoden blitt videreutviklet og tilrettelagt for bruk innenfor forundersøkelser, med spesiell interesse for tunnelprosjekt. Eksempler fra tre tunneler i Norge, Viggjatunnelen (E39), Lunnertunnelen (Rv 35) og Hanekleivtunnelen (E 18) er valgt ut. Flere forundersøkelser viser at sammenlignet med mer tradisjonelle metoder som refraksjonsseismikk (og VLF) kan 2D resistivitet gi mer informasjon, som bredde, dyp og fall, om problemsoner. I tillegg er 2D resistivitet mer kostnadseffektivt sammenlignet med seismikk. Det er svakheter knyttet til denne metoden også, og det er derfor viktig å avklare under hvilke betingelser metoden fungerer.

SUMMARY

Electrical conductivity measurement is a method preferably used within mining during the 70-ties and 80-ties. In recent years the method has been further developed for feasibility studies, with special emphasis on tunnel projects. Examples from three tunnel projects in Norway, the Viggja tunnel (E 39), the Lunner tunnel (Rv 35) and the Hanekleiv tunnel (E 18) will be presented. Several studies show that in comparison with more traditional methods, such as refraction seismic (and VLF), 2D resistivity gives more information on width, depth and dip of problem zones, such as faults. In addition is 2D resistivity more cost efficient compared to seismic. There are still disadvantages connected with the 2D resistivity method, which requires further study and development.

1. INNLEDNING

Geofysiske data er viktige i forbindelse med forståelse og tolkning av geologiske strukturer i undergrunnen. NGU har studert muligheter og begrensninger knyttet til alternative metoder ved forundersøkelser for tunnelprosjekt. Våre eksempler på forundersøkelser for tunnelprosjekt er Viggjatunnelen (E39) i Sør-Trøndelag, Lunnertunnelen (Rv 35) i Oppland og Hanekleivtunnelen (E 18) i Vestfold, Norge. Langs tunneltraseen er geofysiske profil med metodene 2D resistivitet, refraksjonsseismikk og VLF (Very Low Frequency) samlet inn.

Disse metodene 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.

Arbeidet kan deles inn i steg: (1) kartlegging av strukturer basert på digitale topografiske modeller, (2) innsamling av geofysiske data, (3) logging av borehull og (4) sammenligning med feltdata fra både tunnel og overflatekartlegging. Resultat fra studiene viser at det er god korrelasjon mellom store strukturer kartlagt ved hjelp av digital topografisk modell og store soner påvist med geofysiske data. Soner identifisert i 2D resistivitetsprofil samsvarer bra med soner kartlagt i tunnelene. Dette var spesielt godt påvist i Viggjatunnelen. 2D resistivitetsdata gir også detaljert informasjon om svakhetssoner som bredde, dybde og fall, informasjon som er vanskelig å avdekke fra mer tradisjonelle metoder.

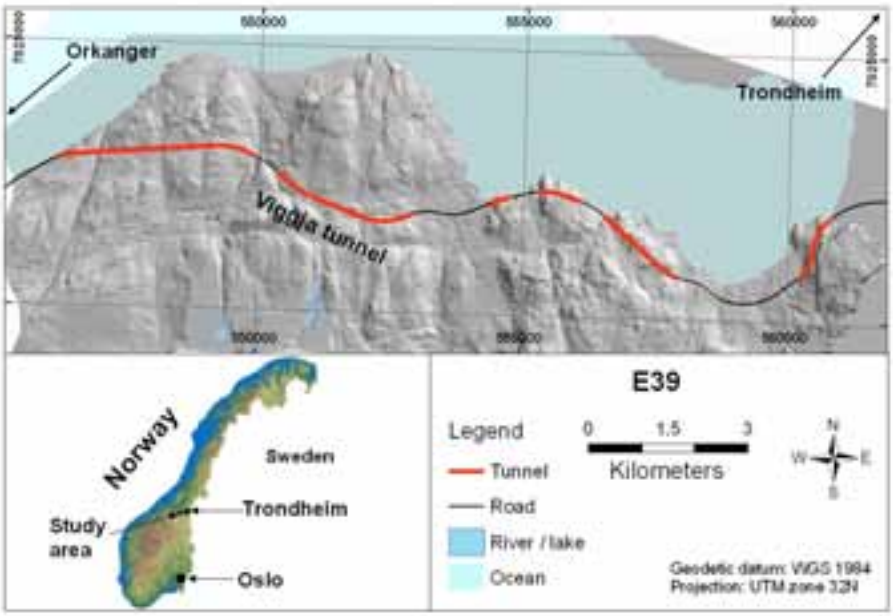
Disse utvalgte studiene viser at når geofysiske metoder brukt i forundersøkelser er sammenlignet, gir 2D resistivitet det beste resultatet med hensyn til kartlegging av geologiske strukturer i undergrunnen. Studiene viser også at strukturgeologisk kartlegging er nødvendig for å oppnå best mulig resultat av geofysiske data. Orienteringen av store svakhetssoner, som forkastninger og sprekkesoner, har stor påvikning på resultatet som kan oppnås ved resistivitetsmetoden, og orientering av profilene må planlegges i forhold til problemsonene, dvs størst mulig vinkel mellom profil og svakhetssone gir best resultat. Tolkning av resistivitetsdata er utfordrende, og videre utvikling av metoden med hensyn til bruk og tolkning anbefales spesielt med tanke på forkastninger og sprekkesoner. Syntetisk modellering av forskjellige geologiske situasjoner har gitt god informasjon ved tolkning av profilene, og er en måte å teste følsomheten av 2D resistivitetsdataene.

2. METODE - 2D RESISTIVITET

2D resistivitet er en elektrisk metode som ble utviklet på tidlig 1900-tallet, men som først ble tatt i bruk innenfor hydrogeologi, vannforurensing og mineralprospektering på 70-tallet. I de senere år har metoden blitt videre utviklet, spesielt med tanke på inversjon. Metoden har også blitt brukt innenfor nye felt som forundersøkelser for tunneler (Reynolds 1997). 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 av 200 meter, og med stål elektroder som settes i overdekket. Elektrodeintervallet er 10 meter i midten av kablene og 20 meter ved endene. Konfigurasjonen brukt i disse studiene er Wenner og Dipol/Dipol (Dalsegg & Rønning, 2002; Dalsegg et al., 2003; Rønning & Dalsegg, 2001; Rønning, 2003). Resistivitetsmetoden måler tilsynelatende resistivitet i grunnen, hvilket er et veid gjennomsnitt av resistivitetsverdien i det påvirkede volumet for hver enkelt måling (Reynolds 1997; Dahlin 1993), og har enheten ohm-meter (ohm.m). 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 2001). Lav resistivitet (blå farger) kan skyldes oppsprukket fjell fylt med grunnvann eller av leire på sprekker, sprekkesoner og/eller forkastninger. Høy resistivitet (røde farger) indikerer vanligvis massivt fjell.

3. EKSEMPLER FRA TUNNELER

3.1. VIGGJATUNNELEN – E39

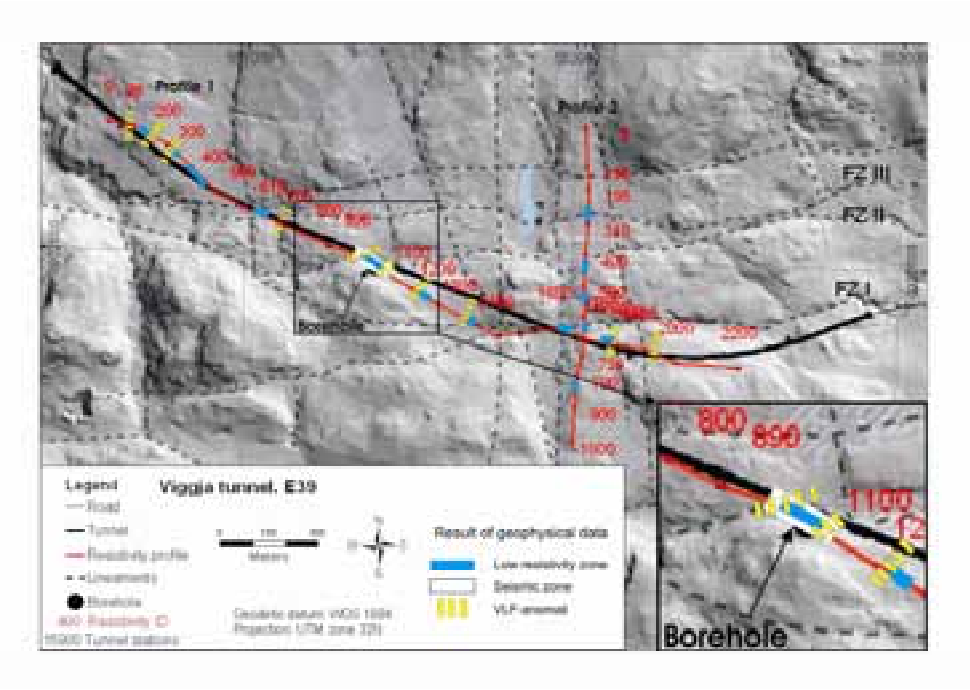


Figur 1. E 39 er hovedfartsåren mellom Vestlandet og Midt-Norge. Viggjatunnelen er en av 6 nye tunneler mellom Trondheim og Orkanger, som ble åpnet sommeren 2005. Fra Ganerød et al. (2006).

E 39 er hovedfartsåren fra Kristiansand gjennom Vestlandet og til Trondheim. Vei- og tunnelprosjektet mellom Øysand og Thamshamn i Sør-Trøndelag er det første OPS-prosjektet, og ble påbegynt i 2001 og avsluttet sommeren 2005 (Figur 1). Vei- og tunnelprosjektet er totalt 22 km langt og inkluderer seks tunneler og fire bruer. E 39 vei- og tunnelprosjekt var vellykket og ble gjennomfør før tidsplan og ble åpnet sommeren 2005. I dette arbeidet er det fokusert på den nest lengste tunnelen, Viggjatunnelen, som er 2690 m lang. Stabilitetsproblemer relatert til en forkastningssone forårsaket problemer nær østre påhugg, hvor tunnelen gikk parallelt med en 2 m bred leirrik sone i 240 m. Dette ga forsinkelser og økt sikring, som ga uforutsette utgifter.

For å oppnå best mulig resultat av innsamlingen av geofysiske data, og spesielt 2D resistivitet, er det viktig å kjenne orienteringen til svakhetssonene som forekommer langs tunneltraseen. Her er det vist til et eksempel fra Viggjatunnelen, hvor både Ø-V og N-S strykende soner er kartlagt ved hjelp av en digital terrengmodell. Dette gjør det lettere å planlegge orienteringen til profilene slik at datakvaliteten er best mulig. Profil 1 følger tunneltraseen mens profil 2 er

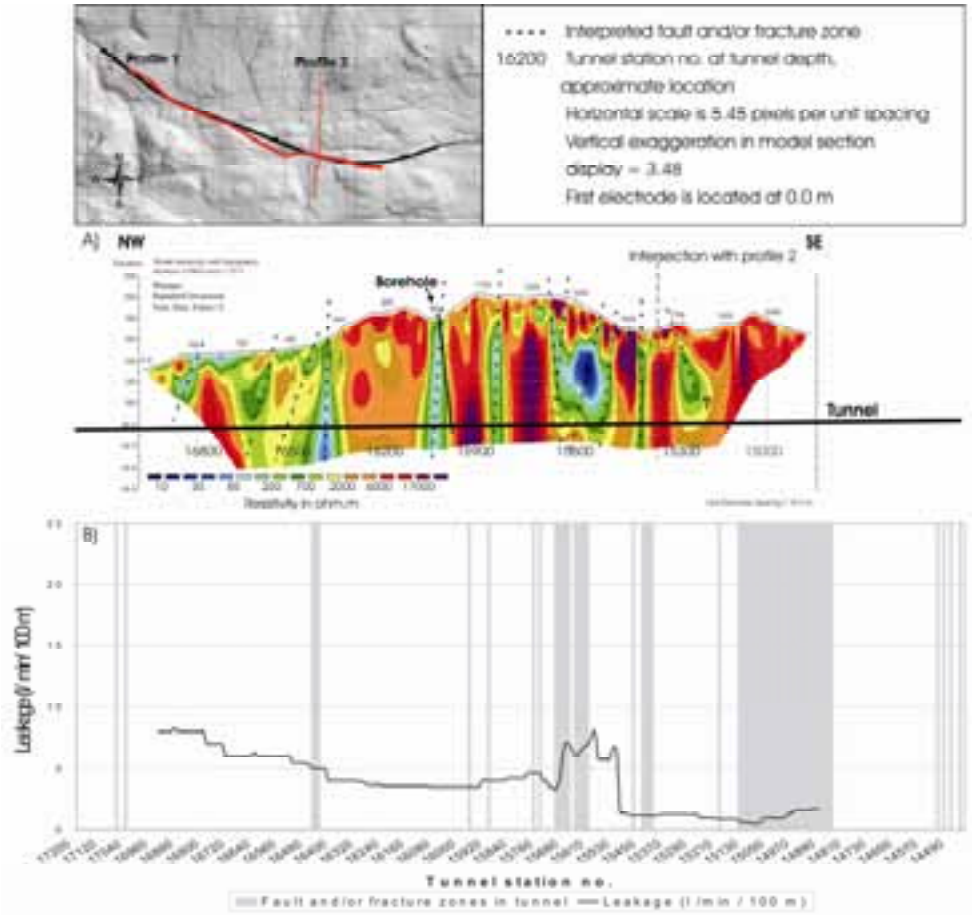
lagt med størst mulig vinkel til svakhetssonene, forkastningene, som ønskes å kartlegges. Resultat fra disse profilene er beskrevet under.



Figur 2. Eksempel på overflatekartlegging ved hjelp av digital topografisk modell og geofysiske data fra Viggjatunnelen, E39 mellom Øysand og Thamshamn sørvest for Trondheim. Fra Ganerød et al. (2006).

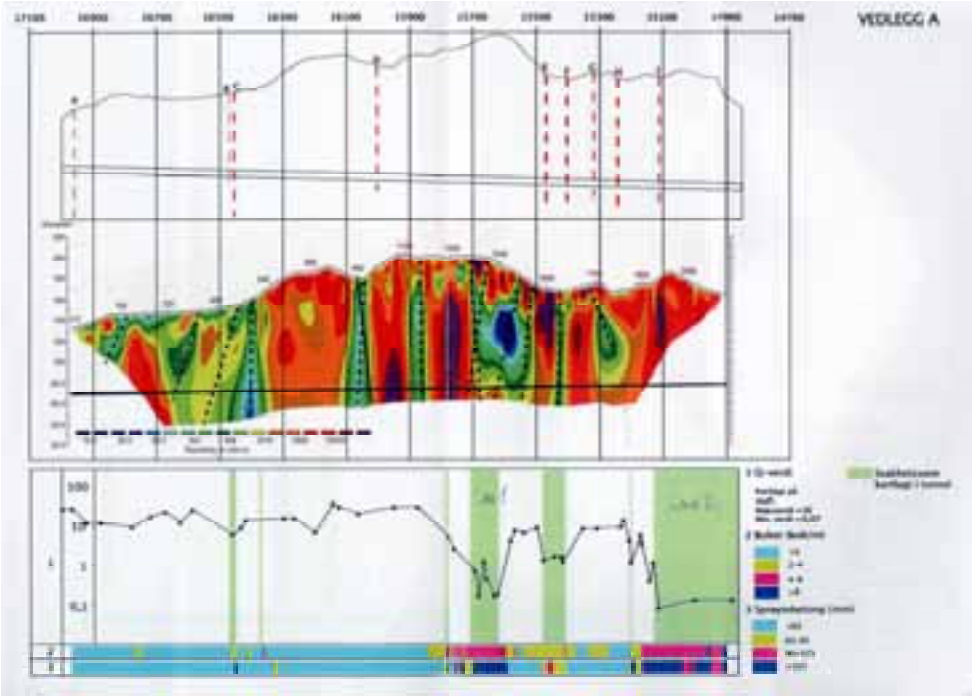
De geofysiske profilene for Viggjatunnelen indikerer flere soner, både langs og på tvers av tunneltraseen. Figur 2 viser at det er samsvar mellom soner påvist med 2D resistivitet, VLF og referaksjonsseismikk, hvorav seismikk er begrenset til et kortere profil langs tunneltraseen. I det Ø-V orienterte 2D resistivitetsprofilet (profil 1) er flere steile, lav resistivitetssoner identifisert (Figur 3). De identifiserte sonene i profil 1 har omtrent N-S strøk og samsvarer godt med sprekkesoner kartlagt på overflaten (Figur 2). Fem lave resistivitetssoner er påvist i det N-S orienterte profil 2, hvor to av disse sonene har fall mot sør (Figur 5).

I profilet som går langs tunneltraseen er det påvist flere lavresistivitetssoner (Figur 3), hvor disse sonene har steilt fall og ca N-S strøk. Bredden og fallet på problemsonene er påvist i profilet. Disse sonene kartlagt i resistivitetsprofilet samsvarer godt med soner kartlagt i den digitale terrengmodellen (Figur 2) og av ingeniørgeologene under tunnelutdriving (Figur 3 nederst). Det er også godt samsvar mellom en identifisert sprekkesone i resistivitetsprofilet og forekomst av størst vannlekkasje i tunnelen.



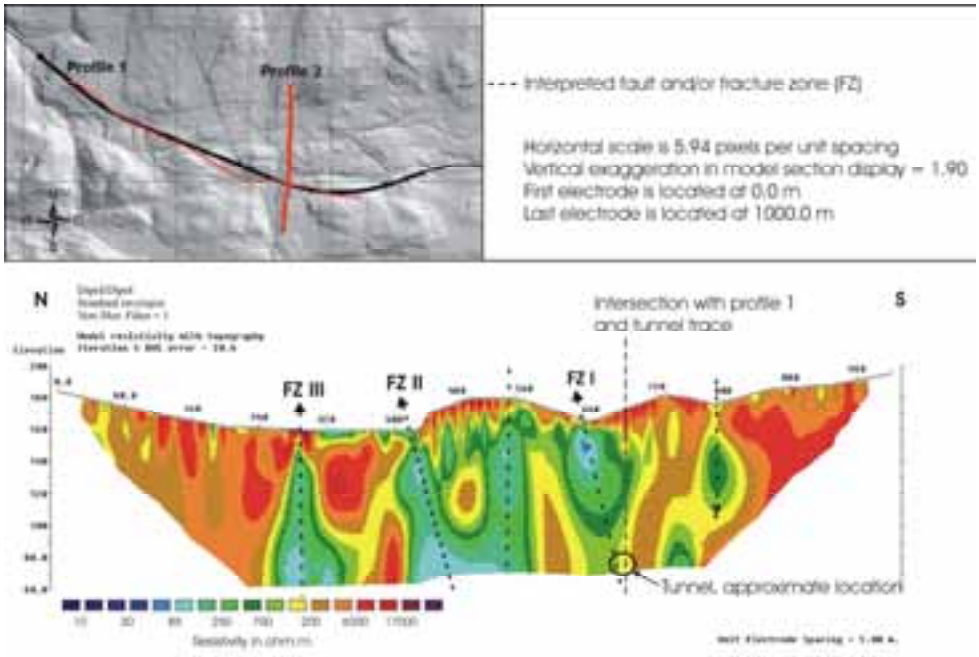
Figur 3. 2D resistivitetsprofil med tilhørende ingeniørgeologisk kartlegging i Viggatunnelen fra E39, fra Ganerød et al. (2006).

Lignende sammenligning ble utført av Ødegaard (2006), som viser god korrelasjon mellom soner kartlagt på overflaten, soner påvist i resistivitetsprofilet langs tunneltraseen og soner kartlagt i tunnelen (Figur 4). Resistivitetsprofilet gir en så detaljert kartlegging av grunnen at soner som betraktes som godt fjell under driving også er påvist i profilet, og samsvarer med smale forkastninger med 1-2 meter sprang. Sonen t øst som ga driftsproblemer er ikke indikert i 2D resistivitetsprofilet som går langs tunneltraseen, siden profilet ikke dekker denne strekningen. Som vist i Figur 2 er 2D resistivitetsprofilet kortere enn tunneltraseen og fanger dermed ikke opp sonen lengst i øst.



Figur 4. Sammenligning av resultat fra ingeniørgeologisk kartlegging på overflaten (øverst) 2D resistivitetsprofil (midten) og i tunnel (nederst) fra Viggjatunnelen, E39 (Ødegaard, 2006).

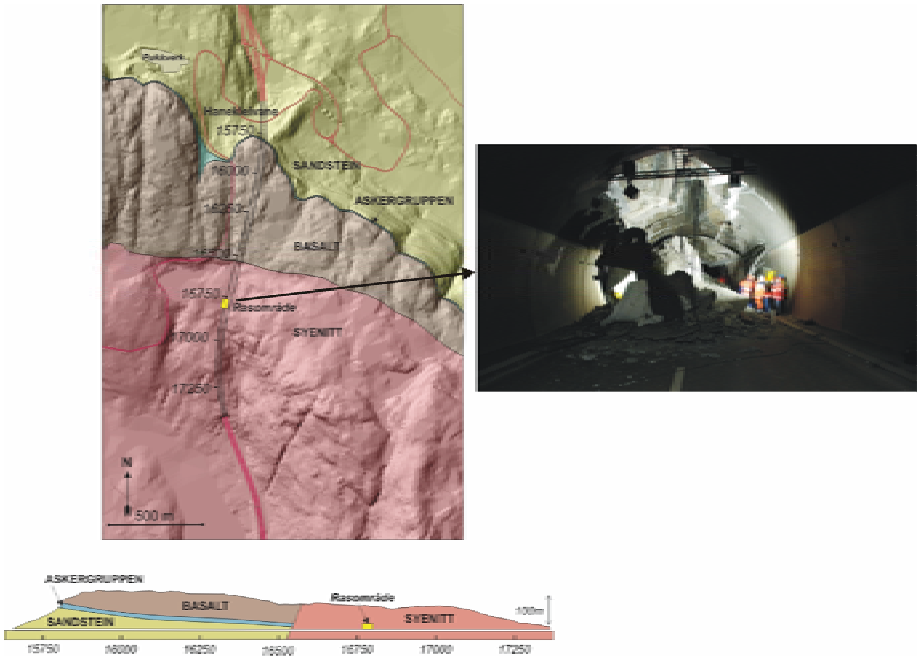
For å oppnå best mulig resultat ble er resistivitetsprofil målt på tvers av tunneltraseen og med høy vinkel til de Ø-V strykene problemsonene. Dette ga et profil som viser fem lav-resistivitetssoner (Figur 5), hvorav tre viser fall mot sør og den sydligste sonen samsvaret med problemsonen som førte til driftsstans nær østre påhugg. Disse sonene kan følges fra overflaten og til dypet, samt samsvarer godt med sprekkesoner kartlagt på overflaten (Figur 5).



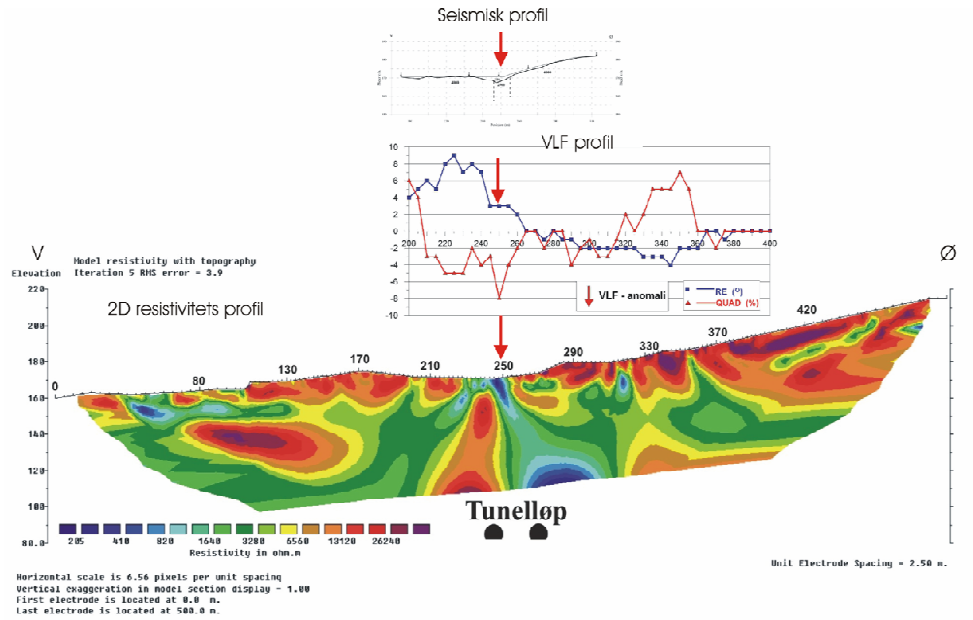
Figur 5. 2D resistivitetsprofil med N-S orientering som krysser Viggjatunnelen, E 39. Fra Ganerød et al. (2006).

3.2. HANEKLEIVTUNNELEN – E18

Hanekleivtunnelen, en av flere tunneler langs E18 i Nordre Vestfold, var stengt i drøye åtte måneder for rehabilitering og ettersikring. Etter rasulykken i 2006 ble det gjennomført flere geofysiske målinger på overflaten for å se om metodene kan påvise forkastningen som forårsaket ulykken. Metodene som ble utført er refraksjonsseismikk, VLF (Very Low Frequency) og 2D resistivitet. Resultatet viser at alle tre metodene påviser den aktuelle forkastningen, refraksjonsseismikk viser sonens bredde, mens 2D resistivitet angir sonens bredde, fall og indikerer at den strekker seg mot tunnelnivå.



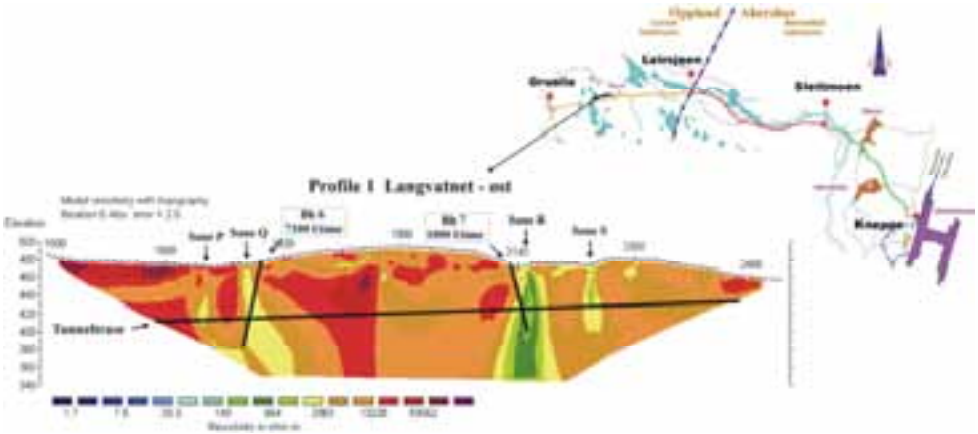
Figur 7. Hanekleivtunnelen ligger i NordreVestfold langs E 18. Utrasing skjedde langs en forkastning.



Figur 8. Geofysiske profil over problematisk sone i Hanekleivtunnelen. Omtrentlig plassering av tunnelløp. Topp: Seismisk profil, midt: VLF (Very Low Frequency) og bunn: 2D resistivitet.

3.3. LUNNERTUNNELEN – RV 35

Lunnertunnelen ligger langs nye riksveg 35 i Lunner kommune, Oppland fylke. Tunnelen ligger ca 40 km nord for Oslo, mellom Gardermoen flyplass og Lunner. Tunnelen er 3,8 km lang og hadde gjennomslag i 2002.



Figur 9. Kart som viser plassering av Rv 35 og tunneltraseen for Lunnertunnelen (Statens vegvesen) og 2D resistivitetsprofilet (Rønning, 2003; Dalsegg og Rønning, 2002).

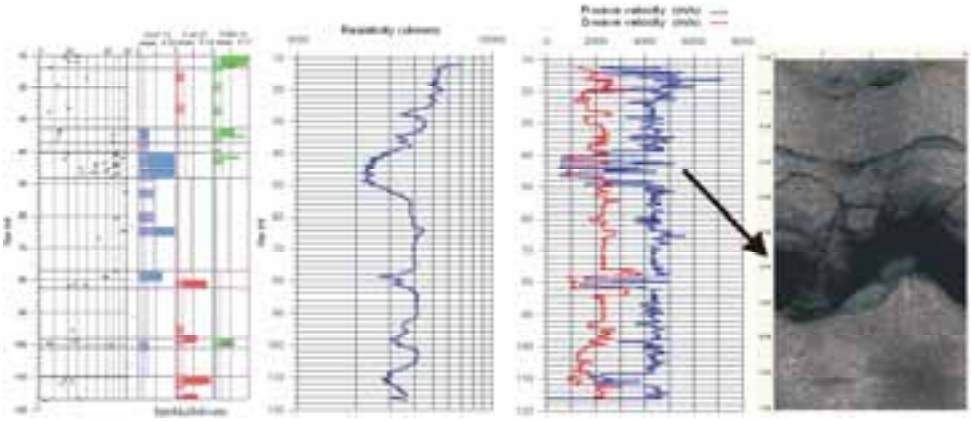
I forundersøkelsen av Lunnertunnelen ble det utført 2D resistivitet i et utvalgt stykke langs tunneltraseen. Dette profilet (Figur 9) påviser de to problemsonene som ga driftsproblemer og vannlekkasje.

Optisk televiewer (OPTV) av sone Q viser friskt fjell og åpne sprekker, kun vannproblem. To andre soner med tilsverende resistivitet ga også store lekkasjeproblem, sone X og Y, som tidligere ikke var kartlagt under forundersøkelsene. Sone R førte til ras i borehull ved ca 62 meter, hvor resistiviteten var lavere enn 500 ohmm,

Ingeniørgeologisk oppfølging av sone R utført av Stine Moksnes, Anleggskontoret:

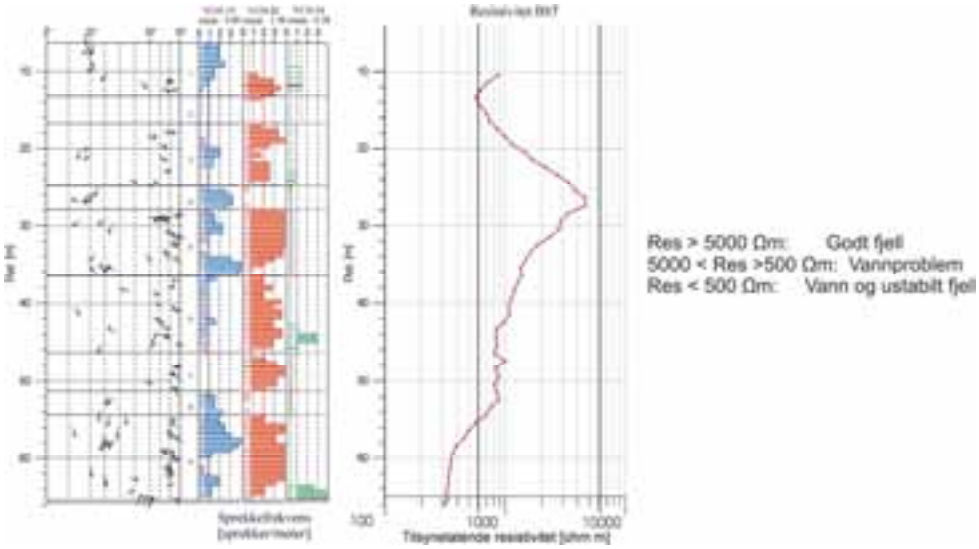
- Dårlig fjell og ustabile forhold
- Omfattende injeksjon
- Redusert salvelengde (fra 6 til 3 m)
- Sikringsbuer av sprøytebetong, 40 meter
- Forbolting for hver 5 meter
- Ras fra hengen

Det oppsto ras i to andre borehull også, der Res< 500 ohmm (kontaktsone mellom syenitt og hornfels, vest fro Langvatn). 2D resistivitetsprofilet ble fulgt opp med boringer som krysset sonene, hvor målinger fra borehullet påviser store vannførende sprekker (Figur 10) og partier med ekstremt lav resistivitet som skapte ustabilitet (Figur 11).



Figur 10. Bh 6 Lunnertunnel. Logger fra venstre: Bruddfrekvens og orientering fra Optisk televiewer, resistivitet i borehullsveggen, P- og S-bølge i borehullsvegg og Optisk televiewer (46,1-47,1 m).

I Figur 10 er den vannførende sonen påvist med høy oppsprekking (til venstre), lav resistivitet (midten venstre) og lave utslag i både P- og S-bølgehastiget på på den akustiske loggen (midten høyre) samt er tydelig i bildet fra televiewer (høyre) hvor det sorte er en åpen vannfylt sprekk i fjellet. I Figur 11 viser sonen som førte til ustabilitet i tunnelen og kollaps av borehullet med høy oppsprekking (venstre) og veldig lav resistivitet (høyre).



Figur 11. Bh 7 Lunnertunnelen. Logger fra venstre: Bruddfrekvens og orientering fra Optisk televiewer, og resistivitet i borehullsveggen.

4. DISKUSJON

Ved flere tunnelstudier er metodene refraksjonsseismikk, VLF og 2D resistivitet sammenlignet. 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. For å oppnå best mulig resultat av resistivitetsmetoden er det viktig å gjennomføre en overflate kartlegging som identifiserer soner av interesse, og planlegge profilene med størst mulig vinkel til ”problemsonene”. Studiene viser klart at 2D resistivitet gir det beste resultatet med å identifisere problemsoner, i tillegg kan denne metoden påvise bredde samt fall retning til sonene.

Tabell 1. Sammenligning av geofysiske metoder brukt i forbindelse med forundersøkelser og deres egenskaper. (AMAGER metoden vil ikke bli omtalt her).

Metode	Påvising	Bredde	Fall	Dyptgående	Leire
AMAGER	+	-	-	-	+
VLF	+	-	-	-	-
SEISMIKK	+	+	-	-	+(?)
RESISTIVITET	+	+	+	+	+

Dybderekkevidden til resistivitetsmetoden er begrensede til rundt 130 m dyp, samt at kvaliteten på dataene reduseres med dypet. Dette medfører at objekter som ligger på ca 70 meters dyp eller dypere trolig ikke vil ble identifisert. En viss forskyvning i dypet

forekommer også, noe som kan forklare at kartleggingen av soner i profilet ikke alltid samsvarer med tunnelkartleggingen. I tillegg vil tykt overdekke av godt legende materiale som leire begrense dybderekkevidden, samt forringe kvaliteten av dataene. Studiet fra Viggjatunnelen, E 39, viser at soner som går langsetter 2D resistivitetsprofilet er vanskelig å identifisere, mens soner som krysser profilet i de fleste tilfeller er tydelige. Det er derfor viktig med god planlegging av profilene i forkant slik at resultatet blir best mulig. 2D resistivitetsmetoden gir forskjellig resultat avhenging av bergrunnen, og erfaringer fra Kambrosiluriske bergarter i Oslo-området har i utgangspunktet lav resistivitet som fører til at kontraster mellom friskt og oppsprukket fjell viskes ut.

Vår erfaring er at en digital terrengmodell over området er nyttig med hensyn til overflatekartlegging av potensielle problemsoner. Som vist i Figur 2 kommer svakhetssoner klart frem i en digital terrengmodell, og gjør kartleggingen er lettere enn med tradisjonelle metoder, som flyfoto. Dette forarbeidet gjør det også letter å planlegge orienteringen av 2D resistivitetsprofilene.

I de aller fleste studiene er 2D resistivitetsprofilene fulgt opp med logging av borehull. Her er to eksempler fra Lunnertunnelen vist. Med en logging av borehull kan en bekrefte/avkrefte resultat i profilet og øke forståelsen av grunnen. Ved bruk av televiewer, digital videoopptak av borehullet, og logging av resistivitet og P- og S-bølge, samt andre parametre er det mulig å skille mellom vannfylte og leirfylte sprekker (Rønning et al. 2003). For å oppnå optimale resultat av borehullslogging er det viktig at borehullet bores med styring, slik at sonene av interesse blir kuttet.

5. KONKLUSJONER

- Det er meget god korrelasjon mellom kartlegging av svakhetssoner (sprekkesoner og forkastningssoner) på overflaten og soner identifisert i 2D resistivitetsprofil.
- Det er god korrelasjon mellom kartlagte soner ved hjelp av 2D resistivitetsprofil og opptreden av soner med vannlekkasje og ustabilitet i tunneler.
- Undersøkelser viser at 2D resistivitetsmetoden gir bedre resultat i kartlegging av svakhetssoner enn mer tradisjonelle metoder, som VLF og refraksjonsseismikk.
- 2D resistivitetsmetoden kan kartlegge bredden, utstrekning mot dypet og fall av svakhetssoner i dypet.
- God planlegging av plassering av profilene er nødvendig for å oppnå best mulig resultat, siden soner som er orientert parallelt med profilene er vanskelig å identifisere. Høy vinkel mellom svakhetssone og profil er å foretrekke.
- Modellering av respons fra forskjellige geologiske situasjoner gir nyttig informasjon om metodens muligheter og begrensninger.

- 2D resistivitetsmetoden kan kartlegge komplekse strukturer og geologi sammenlignet med refraksjonsseismikk og VLF.
- 2D resistivitetsprofil er mer kostnadseffektivt sammenlignet med andre mer tradisjonelle metoder.

Takk til:

Takk til Skanska Norge AS for godt samarbeid og tilgang på data. Vi vil spesielt takke Roar Sve ved Skanska, og konsulent Lillian Todnem og Werner Stefanussen ved Sweco for godt samarbeid, og Statens vegvesen for tilgang i tunnelene. Takk til prosjektet "Miljø- og Samfunnstjenlige tunneler" for finansiering av to av prosjektene. Takk til bidragsytere til flere av prosjektene: Einar Dalsegg, John Dehls, Harald Elvebakk og Jan Fredrik Tønnesen (NGU).

Referanser

Dahlin T., 1993. On the Automation of 2D Resistivity Surveying for Engineering and Environmental Application. Department of Engineering Geology, Lund Institute of Technology, Lund University.

Dalsegg E, Rønning JS (2002) Tunnelprosjektet. Geofysiske målinger Langvatnet - øst, Lunner, Oppland. Norges geologiske undersøkelse, NGU-Rapport 2002.106: 1-15

Dalsegg E, Elvebakk H, Rønning JS, Mauring E, Tønnesen JF (2003) Tunnelprosjektet. Geofysiske bakkemålinger og borehullslogging, E39, Skaun kommune, Sør-Trøndelag. Norges geologiske undersøkelse, Trondheim, NGU Rapport 2003.067 1-80 ISSN 0800-3416

Ganerød, G.V., Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Holmøy, K., Nilsen, B. and Braathen, A. 2006: Feasibility of Geophysical methods for sub-surface mapping of faults and fracture zones in bedrock - a discussion based on investigations for the Viggja road tunnel, Norway. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 65, pp 231-243, DOI: 10.1007/s10064-006-0041-6.

Loke MH (2001) RES"INV version 3.4. Geoelectrical Imaging 2D & 3D. Instruction manual. 10.15.2004 www.geoelectrical.com .

Reynolds JM (1997) An Introduction to Applied and Environmental Geophysics. John Wiley & Sons, Inc, England, 796 ISBN 0-471-95555-8

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. Delprosjekt A, Forundersøkelser. Sluttrapport. Vegdirektoratet, Oslo, Publcation No. 102, s 1-66, ISSN 0803-6950

Rønning, JS, Dalsegg, E, Elvebakk, H, Storrø, G., 2003. Characterization of fracture zones in bedrock using 2D resistivity. *In:* 9th Meeting of Environmental and Engineering Geophysics. Prague, Czech Republic, Czech Association of the Applied Geophysicists: Czech Republic, P-005

Ødegaard, H. (2006). Diplomoppgave. Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTNU.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

AN APPROACH OF UNCERTAINTY ANALYSIS IN ASSESSING ROCK MASS QUALITY

En Tilnærming av Usikkerhet Analysen i Estimering Rock Masse Kvalitet

Dr.Ing. Krishna K. Panthi
Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

ABSTRACT

In many occations considerable discrepancies have been found between predicted and actual rock mass conditions, resulting significant cost and time overrun. Finding innovative solutions for quantifying geological uncertainties and assessing risk are therefore key for cost effective and optimum tunnelling.

In this paper, an approach of uncertainty analysis has been proposed to evaluate the quality of rock mass using Q-system of rock mass classification. For carrying out uncertainty analysis a geological uncertainty analysis model concept has been established and the software program @Risk has been used. The data from two headrace tunnel from Nepal – namely Khimti and Modi Khola where Q-system of rock mass classification was used to quantify the quality of rock mass are being used. These two tunnels may be categorized as projects of considerably large and relatively small deviation with respect to predicted and actually incountered rock masses.

The degree of correlation between simulated results achieved by the @Risk model and values actually measured in the tunnel have been discussed and the sensitiveness and effect of variations in the value of each input parameter have been highlighted. It has been concluded that the proposed uncertainty analysis approach gives promising results.

1 INTRODUCTION

In many occasions there are high discrepancies (deviations) between predicted and actual rock mass conditions of the tunnelling projects. Such discrepancies not only led to considerable increase on the rock support requirements but also to a need for increased quantities of tunnelling machinery compared to what were anticipated during planning. Minimizing such discrepancies in advance (at project planning) and controlling possible large variations of estimated cost and time is very essential and also challenging.

During planning of a tunnelling project the main areas of focus is given in the assessment and evaluation of the overall quality of rock mass along the tunnel alignemt, potential instabilities related to rock stresses and water inflow and leakages.

Given the heterogeneous nature of rock mass, it is not possible to eliminate all uncertainties and rock mass quality devitions while planning and designing of tunnel projects. Still, it is important to control such descripincies within acceptable limit since unexpetedly large

discrepancies in rock mass quality between predicted and actual rock mass conditions has a direct effect on the project cost and time. In addition, such discrepancy gives room for claims from the contractor since he will need additional resources to deal with the more difficult conditions and to accomplish the additional amount of rock support needed. Resulting such cases, the client and contractor may engage for unnecessary contractual debate and dispute that may last for very long (Panthi, 2006 and Panthi & Nilsen, 2007). As a consequence, the completion of the project within projected construction schedule may not be possible and considerable delay may be the result. Such unpleasant situation may also lead to additional economic loss due to revenue lost by delayed start of the project operation and by increased interest during construction.

An assesment made by Panthi (2006) and Panthi & Nilsen (2007) of the cost implication that may be caused by changes in rock mass conditions is useful to understand the cost consequence caused by the quality variation, see Figure 1. The figure defines the relative support cost for the different rock mass classes and illustrates the cost impact caused by change in rock mass quality.

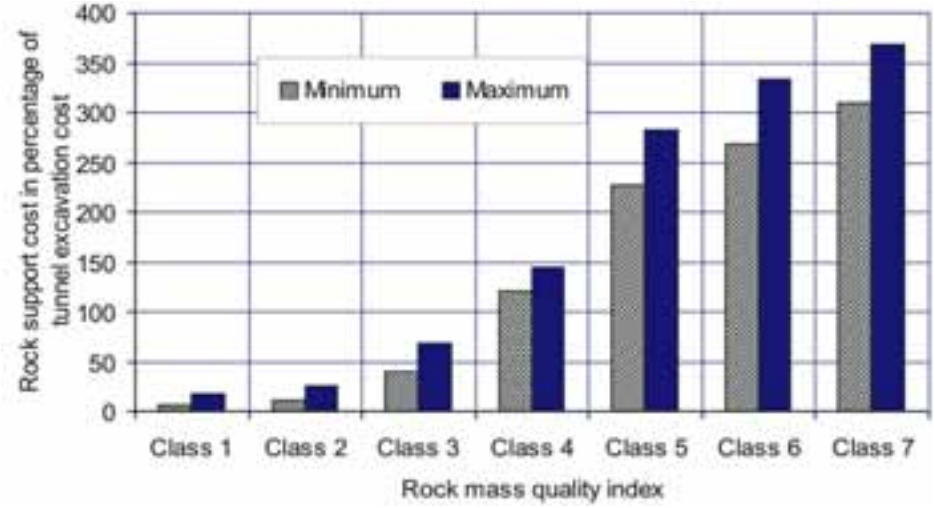


Figure 1. Approximate rock support cost for different rock mass classes (minimum and maximum for small and large section tunnels, respectively) (Panthi and Nilsen, 2007).

Figure 1 clearly indicates that as soon as the rock mass quality decreases (higher class), there is a dramatic increase in rock support cost. For example, for very poor (class 5) and exceptionally poor (class 7) rock mass quality, the rock support cost can be more than 250 and 350 percent, respectively, of the excavation cost.

Hence, the best approach is to carry out uncertainty analyses at planning with a maximum focus on the effect of variation in each input parameter that influence quality of rock mass rather than to stick with the tradictional single point estimate approach. The more reliably quantified uncertainty will help to explore the influence of variations of each input parameter interlinked to the rock mass quality evaluation and will improve the base of our engineering judgment in foreseeing the possible consequences of variations.

In this paper, an approach of uncertainty analysis has been proposed to evaluate the quality of rock mass using Q-system of rock mass classification. The data from two headrace tunnel from Nepal – namely Khimti and Modi Khola where Q-system of rock mass classification was used to quantify the quality of rock mass. At these two headrace tunnels no major problems associated with stress induced instability occured. In addition, these two tunnels may also be categorized as projects of considerably large and relatively small deviation with respect to predicted and actually incountered rock mass conditions.

2 BRIEF DESCRIPTION OF THE CASES

2.1 KHIMTI I HYDROPOWER PROJECT

The Khimti I hydropower project is located in the estern lesser Himalayan region in Nepal. The project is owned and operated by Himal Power Limited (HPL), a subsidery company of SN Power, Norway. The project has an installed capacity of 60 MW and it consists of approximately 10 kilometers underground waterway system. The low pressurized headrace tunnel (HRT) has a length of approximately 7.9 kilometers (Figure 2) and is 14 square meters in cross-section. Except for the downstream end of 418 meters with full reinforced concrete lining, this tunnel is built based on Norwegian tunnelling principles and is unlined or shotcrete supported.

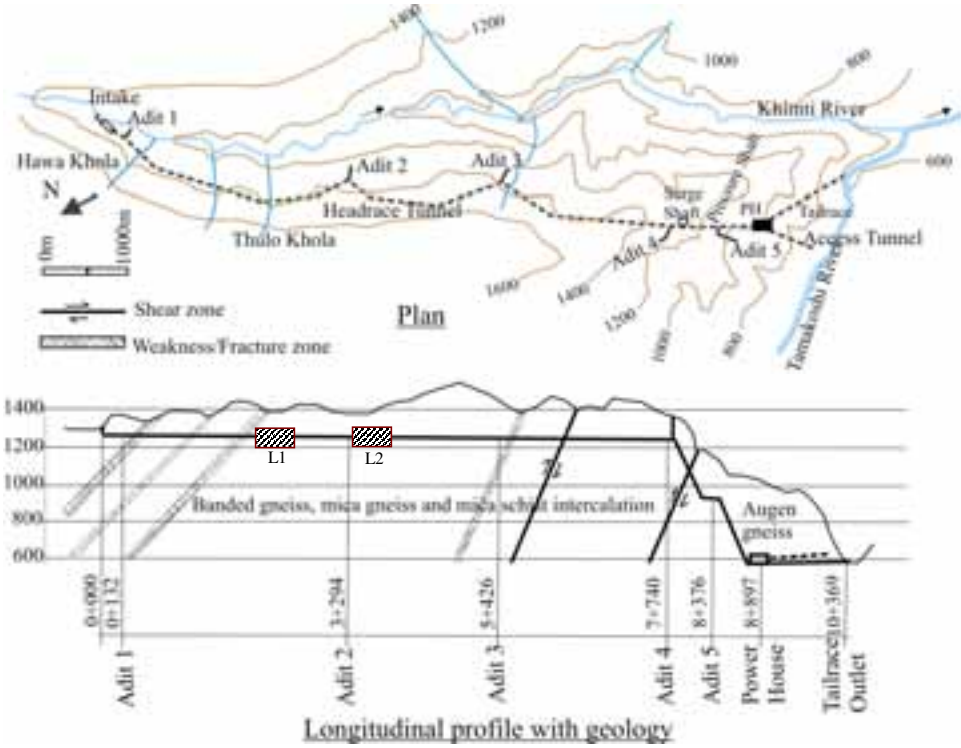


Figure 2. Project topography and longitudinal profile with geological description of the Khimti I hydropower project. *Note: L1 and L2 are tunnel sections for analysis at Khimti HRT.*

Geologically, the project lies in the crystalline Tamakoshi gneiss complex of the lesser Himalaya. Structurally, the area is bounded or surrounded by a major fault system of the Himalaya called "the Main Central Thrust (MCT)". As given in Figure 2, the rocks along the headrace tunnel area are mainly comprised by banded gneiss and augen mica gneiss. These gneisses have been subjected to frequent intercalation and shearing with the bands of mica schist. This intercalation is most frequent, with an interval of approximately 5-10 meters at the downstream end of the headrace tunnel, whereas at the upstream stretch the interval is longer and banded gneiss and augen mica gneiss are more fractured and open-jointed (Panthi and Nilsen, 2005). The project geology and geology along the headrace tunnel is also influenced by several zones of very weak sheared schist and crushed zones.

2.2 MODI KHOLA HYDROELECTRIC PROJECT

The Modi Khola hydroelectric project is located on the right bank of Modi river, a tributary of the Kaligandaki river, to the west of Kathmandu. This project is owned and operated by Nepal Electricity Authority (NEA), a national utility company. The project has an installed capacity of 14.7 MW and is a run-of-river scheme with a medium head of approximately 67 meters and a design discharge of 27.5 m^3/s (NEA, 2000). The project has a total underground waterway length of approximately 2 kilometers, including a 1503 meters long headrace tunnel (Figure 3) that has a cross section of 15 square meters.

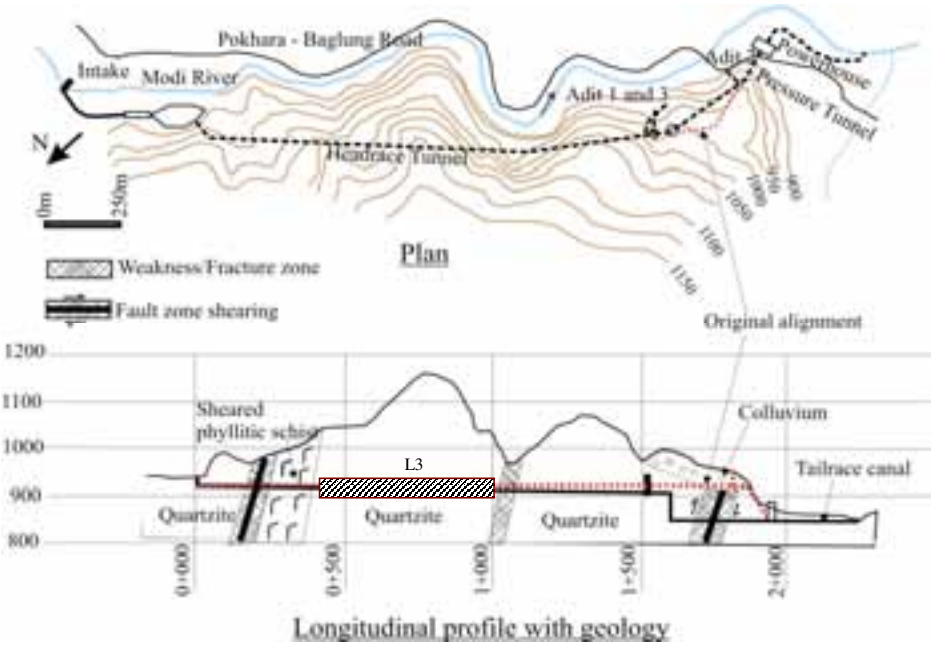


Figure 3. Project topography and longitudinal profile with geological description of the Modi Khola hydroelectric project. *Note: L3 is the tunnel section for analysis at Modi HRT.*

Geologically, the Project area lies in the Precambrian sequence of the lesser Himalayan meta-sedimentary rock formations and is relatively close to the Main Central Thrust (MCT). The bedrock along the underground waterways of this project is mainly dominated by fractured,

abrasive greenish quartzite (Himal Hydro, 2001). The first 500 meter upstream section of the headrace tunnel passes through a fracture zone consisting of highly fractured quartzite and highly sheared and deformed phyllitic green schist (Figure 3). As expected the rock mass conditions observed during excavation of the headrace tunnel and the vertical shaft were found to be represented by good quality quartzite, except for the tunnel section passing through weakness and fracture zones as given in Figure 3.

3 METHODOLOGY FOR UNCERTAINTY ANALYSIS

Panthi (2006) has introduced the probabilistic approach of uncertainty analysis for reliable prediction and quantification of the probable distribution of rock mass quality, potential rock squeezing and water leakage through a underground tunnel system. The principle methodology of the system is given in Figure 4.

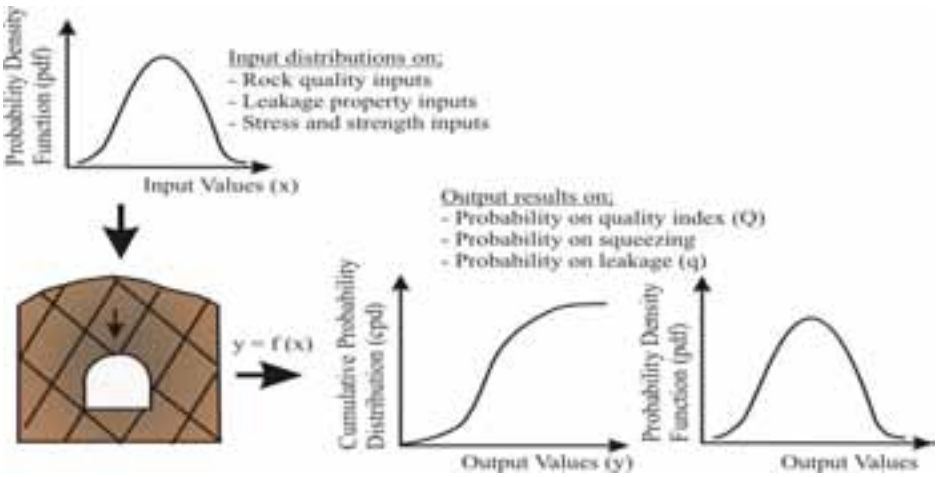


Figure 4. Principle model for uncertainty analysis (Panthi, 2006).

Panthi (2006) emphesizes that while carrying out such uncertainty analysis it is important to characterize the most representative probability distribution of the input parameters. Because, representative probability density functions of the input parameters is the only possible way to reliably and quantitatively predict the probability distribution of the output results. This is the most important aspect that needs to be carefully considered for the successful use of the proposed uncertainty and risk analysis.

4 UNCERTAINTY ANALYSIS IN ASSESSING ROCK MASS QUALITY

In general, natural outcrops, excavated road cut slopes, borehole cores, geophysical investigation results and excavated tunnel faces are the most common sources of information that are in use while classifying rock mass quality according to most of the classification systems in use. It is generally accepted that quantifying the input parameters involved in most of the classification systems are subjective and very much dependent on the personal judgement of the user. The subjectivity and the extent of variations between the observers in quantifying input parameters of some of these classification systems are discussed by Nilsen et al. (2003).

In this paper three tunnel segments, two from Khimti and one from Modi headrace tunnels, are presented as an example of the uncertainty analysis. The Q-system of rock mass classification, which was used to quantify the quality of rock mass in these tunnels, is considered as a basis for the uncertainty analysis. However, there is no restriction to use any type of rock mass classification systems that give quantitative quality index on the basis of numerically quantified input parameters.

The rock quality index (Q) is a function of six variable input parameters and is described by the following equation:

$$Q = f(x) = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \qquad (1)$$

In the Q-system; *RQD* is the rock quality designation that represents degree of jointing and its rating varies from 10 to 100, J_n is the joint set number that varies from 20 to 0.5, J_r is the joint roughness number that varies from 0.5 to 4, J_a is the joint alteration number that varies from 20 to 0.75, J_w is the joint water reduction factor that varies from 0.05 to 1 and *SRF* is the stress reduction factor that varies from 400 to 1. The details concerning characterization of these parameters are discussed in Barton (2002) and in many other literatures.

It should be emphasized here that higher rating numbers to the denominator in Equation 1 (J_n, J_a and *SRF*) contribute to reduction of the Q-value. Therefore, while assigning probability density functions (pdf) representating denominators J_n, J_a and *SRF* it should be kept in mind that the higher values give smallest value with respect to rock quality index (Q).

In terms of probabilistic approach of uncertainty analysis, the rock mass quality index (Q) should be considered as an uncertainty that is dependable on these six variable input parameters and all these six variables are considered to be independent to each other. It means, the main principle of uncertainty analysis based on Q-value is thus to characterize the uncertainties that exist while estimating these six variable input parameters. The characterization of these uncertain input variables is done by assigning probability density functions (pdf) to each of them. Logical judgement, mapped input variables in the tunnel during excavation and best fit tool of @Risk program are used to define probability density function (pdf) to each input variables.

To avoid @Risk model error, a truncation is applied for each input variables. The possible range of each input variable for Q is discussed above and these values are used for the truncation, excluding stress reduction factor. For SRF a truncation is defined with values 1 and 10. The main reason for this is that the SRF value is mainly used to describe weakness zones or shear bands, since both headrace tunnels have moderate overburden (less than 250 meters) and less stress effect according to the Q-system.

4.1 KHIMTI HEADRACE TUNNEL

The approximately 7.9 kilometers long Khimti headrace tunnel, see Figure 2, passes through fractured gneiss that has frequent intercalation of chlorite and talcose mica schist. At the planning and design phase of the project it was believed that the gneiss was more homogeneous and competent (Panthi and Nilsen, 2005). However, due to intercalation effect and deep weathering, large discrepancies between predicted and actual rock mass quality were experienced (Panthi, 2006 and Panthi & Nilsen, 2007).

For the purpose of uncertainty analysis based on the model presented above, two tunnel sections representating extreme events with respect to rock mass quality index (Q) have been selected. Section L1 represents a section of the tunnel where fair to good quality rock mass was predicted and the actually found quality was close to predicted. Section L2 represents a section where prediction was made for fair to good quality rock mass but the conditions were found to be exceptionally poor to poor during tunnel excavation.

4.1.1 SECTION L1 WITH FAIRLY GOOD ROCK (CHAINAGE 2200 - 2700)

This is a tunnel section located upstream of Adit 2, see Figure 2. During planning the rock mass in this section was predicted to be of fair to good quality. In reality, the rock mass was found to be poor to fair. In the tunnel, the rock mass was found to consist mainly of fresh to moderately weathered and jointed mica gneiss in intercalation with thin bands (less than 1 meter) of weak, highly weathered and deformed talcose mica schist.

Defining probability density function (pdf): The predicted and actual ranges of input variables for Q-value with their minimum, maximum, mean and most likely values are given in Table 1. In addition, assumed probability density functions (pdf) of each input variable and mapped value for the simulation by @Risk are given.

Table 1. Predicted and actual ranges of input parameters for Q-values with assumed probability density functions (pdf) between chainage 2200-2700 of the Khimti headrace tunnel.

Descriptions of Q-value parameters	Rating ranges of Q-value parameters					Assumed probability density function (pdf)
	Min. (x_{min})	Max. (x_{max})	Mean / most likely	St. dev. (s)	@Risk value	
A. Predicted						
RQD	50	80	65	15	64.62	Normal, Truncate (10;100)
J_n	12	4	9		8.33	Triangular, Truncate (1;20)
J_r	1.5	4	3	1	2.73	Normal, Truncate (0.5;4)
J_a	4	2	3	1	3.03	Normal, Truncate (0.75;20)
J_w	0.66	1	1		0.89	Triangular, Truncate (0.05;1)
SRF	2.5	1	1		1.50	Triangular, Truncate (1;10)
Q-value	0.431	40	7.222		4.130	
B. Actual						
RQD	40	85	65	15	64.62	same as above
J_n	15	6	9		10.00	
J_r	1	3	1.5	0.5	1.53	
J_a	4	2	3	1	3.03	
J_w	0.5	1	1		0.83	
SRF	2.5	1	2.5		2.00	
Q-value	0.133	21.25	1.444		1.357	

For fair to good quality rock mass, most of the mapped ratings for *RQD*, J_r and J_a in the tunnel have indicated clustering to the center or towards their mean. Therefore, normal probability density function (pdf) is assumed for *RQD*, J_r and J_a (Table 1).

The input variable *RQD* is described with a rating between 50 to 90 and its mean value is somewhere between 60 and 70. Likewise, most of the discontinuities in such rock mass are

described to be rough - undulating to rough – planar with rock wall contact. For that reason, a mean or most likely J_r rating of 3 with minimum and maximum values of 1.5 and 4, respectively, are used for the predicted values. Similarly, with respect to alteration, most of the discontinuities in fair to good quality rock mass are described to have no mineral filling, only coating. Therefore, a mean or most likely J_a rating of 3 with maximum and minimum values of 2 and 4 are used for the predicted values. The actual ranges of RQD, J_r *and* J_a values given in the Table 1 are calculated based on recording in the tunnel during excavation.

A triangular distribution of probability density function (pdf) is assumed for the input variable J_n, J_w and *SRF*. For narrow space of rating, the most representative probability density function is believed to be a triangular distribution.

For fractured but fair to good quality rock mass, it is logical to predict that there will be less than three joint sets. It is predicted that the maximum J_n value is in the range of 4, the most likely value is estimated as 9 and for extreme conditions the minimum value is estimated to 12, see Table 1. Actual ranges of J_n values given in Table 1 are calculated based on recordings from the tunnel during excavation.

Since there are no water sources above this tunnel section that feed to the rock mass, it is logical to assume that this tunnel section will mostly be in dry conditions but with occasional inflow during the monsoon. For that reason, most likely J_w rating is in the range of 1.0, and the maximum and minimum values are estimated to 1.0 and 0.66, respectively, see Table 1. In the table, the actual ranges of J_w with a most likely rating of 1, maximum of 1 and minimum of 0.5 are established from mapping in the tunnel during excavation.

The overburden in this section of the tunnel is less than 200 meters, giving no stress induced problem, but it is most likely that thin bands of sheared talcose mica schist may be present in the rock mass. For that reason, it is logical to assume a most likely SRF value of 1 and maximum and minimum values 1 and 2.5, respectively, see Table 1. In the table, actual ranges of SRF with a most likely rating of 2.5, maximum 1 and minimum 2.5 are established from mapping in the tunnel.

<u>*Achieved simulation results:*</u> The @Risk uncertainty analysis model was run after defining and assigning the probability density functions (pdf) for each input variable of the quality index Q as given in Table 1. The simulation settings of the @Risk model were specified to single number of simulation and maximum iterations of 5000. The Latin Hypercube simulation technique that selects single value at random from each interval was selected. The outcomes for pseudo-randomly distributed quality index Q based on simulation by @Risk are shown in Figure 5.

The figure shows relative frequency (probability density) and cumulative distributions of Q-values for predicted and actual rock mass conditions. The cumulative curve for actually mapped Q-values in the tunnel is also presented based on summarizing segments of tunnel with a given Q-value and dividing by the selected tunnel length (in this case 500 meters). The frequency values are added with increasing value of Q to convert into cumulative form.

Figure 5 shows that the probability distributions based on @Risk are slightly different for actual and predicted ranges of the rock mass conditions. The rock mass was found to be more altered and weathered with frequent intercalation of thin bands of talcose mica schist than anticipated during prediction.

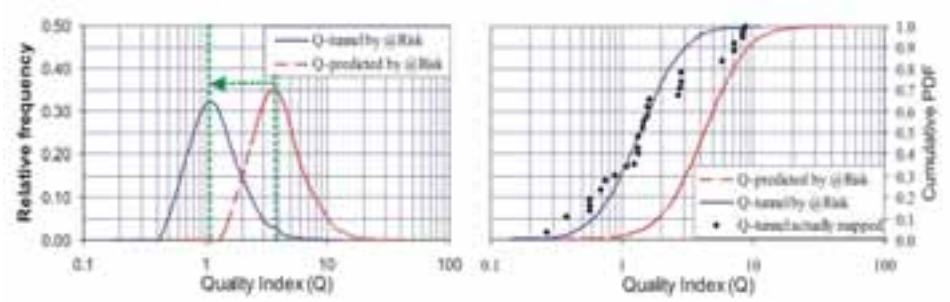


Figure 5. Distribution of quality index Q between chainage 2200-2700 of the Khimti headrace tunnel.

The cumulative probability distribution as calculated from actual data by @Risk and the distribution of actually mapped values of Q are found to be in fairly good agreement, see Figure 5 right. This indicates that the assigned probability density functions of input variables in Table 1 are fairly representative of the real ground conditions.

4.1.2 SECTION L2 WITH HIGH DEVIATION (CHAINAGE 3294 - 3900)

This is a tunnel section representating Adit 2 junction and 600 meters downstream, see Figure 2. During planning, the rock mass in this section was predicted to be fair to good quality. In reality, the rock mass was found to be exceptionally poor to poor quality, i.e. to deviate considerably from what was predicted. In the tunnel, the rock mass was found to consist mainly of moderate to highly weathered and highly fractured mica gneiss in intercalation with multiple thick bands (more than 1 meter) of very weak, highly altered and weathered, highly deformed, talcose mica schist.

Defining probability density function (pdf): The predicted and actual ranges of input variables for Q-value with their minimum, maximum, mean and most likely values are given in Table 2. In addition, the assumed probability density functions (pdf) of each input variable and the mapped values for simulation by @Risk are given.

Since fair to good quality rock mass was predicted during planning, the assumed probability density functions (pdf) for predicted input variables of Q were considered to be as described in Section 4.1.1.

In reality, the rock mass in the tunnel can be regarded as a weakness zone. The Actually mapped ratings of input variables *RQD*, J_r and J_a in the tunnel were found to be randomly scattered, with most of the values clustering towards the lower ranges of their rating, representating lognormal distributions. As seen in Table 2, a truncation is applied to all input variables of Q as described earlier.

During planning, the rock mass in this section was described to be more fractured than discussed in Section 4.1.1. For that reason, the *RQD* was estimated to have a rating between 40 and 70, and a mean value of 50 to 60. Most of the discontinuities were described to be rough - undulating to rough – planar with rock wall contact. For that reason, a mean or most likely J_r rating of 3 and maximum and minimum values of 4 and 1.5, respectively, were estimated. Similarly, a mean or most likely J_a rating of 3 and minimum and maximum values

of 6 and 2 were predicted. Actual ranges of *RQD*, J_r *and* J_a values as shown in Table 2 were calculated based on mapping in the tunnel during excavation.

Table 2. Predicted and actual ranges of input parameters for Q-values with assumed probability density functions (pdf) between chainage 3294-3900 of the Khimti headrace tunnel.

Descriptions of Q-value parameters	Rating ranges of Q-value parameters					Assumed probability density function (pdf)
	Min. (x_{min})	Max. (x_{max})	Mean / most likely	St. dev. (s)	@Risk value	
A. Predicted						
RQD	40	70	55	15	55	Normal, Truncate (10;100)
J_n	12	6	9		9	Triangular, Truncate (1;20)
J_r	1.5	4	3	1	2.73	Normal, Truncate (0.5;4)
J_a	6	2	3	2	3.49	Normal, Truncate (0.75;20)
J_w	0.33	1	0.5		0.61	Triangular, Truncate (0.05;1)
SRF	2.5	1	1		1.50	Triangular, Truncate (1;10)
Q-value	0.110	23.33	3.361		2.001	
B. Actual						
RQD	10	55	30	20	30.42	Lognormal, Truncate (10;100)
J_n	20	6	12		12.67	Triangular, Truncate (1;20)
J_r	0.5	3	1	0.5	1.07	Lognormal, Truncate (0.5;4)
J_a	15	3	10	5	9.32	Lognormal, Truncate (0.75;20)
J_w	0.5	1	0.66		0.74	Triangular, Truncate (0.05;1)
SRF	10	2.5	7.5		6.67	Triangular, Truncate (1;10)
Q-value	0.001	3.667	0.022		0.030	

As discussed, the rock mass at this section is highly fractured and has three prominent joint sets. Consequently, a maximum J_n value is in the range of 6, a most likely value of 9 and an extreme minimum value of 12 were predicted, see Table 2. The actual ranges of J_n values given in Table 2 are calculated based on actually mapped values during excavation.

This section of tunnel is located below a gentle surface slope (less than 25 degrees) and a paddy field where small water springs are located. This means that the ground water table is close to the surface, representating maximum water pressure of up to 15 bars. For that reason, a most likely J_w rating in the range of 0.5 and maximum and minimum values of 1.0 and 0.33, respectively, are assumed, see Table 2. Actual ranges of J_w with most likely rating of 0.66, maximum 1 and minimum 0.33 were established based on actually mapped values in the tunnel.

The overburden at this section of the tunnel is less than 150 meters and represents no stress induced problem. Since the predicted rock mass quality was fair to good, SRF values are similar to those in Section 4.1.1 were predicted, see Table 2. Actual ranges of SRF with most likely rating of 7.5, maximum 2.5 and minimum 10 were established based on actually mapped values in the tunnel.

<u>*Achieved simulation results:*</u> The @Risk uncertainty analysis model was run after defining and assigning the probability density functions (pdf) for each input variable of the quality index Q as given in Table 2. The simulation settings of the @Risk model were specified as described in Section 4.1.1. The outcomes for the pseudo-randomly distributed quality index Q achieved based on simulation by @Risk are shown in Figure 6.

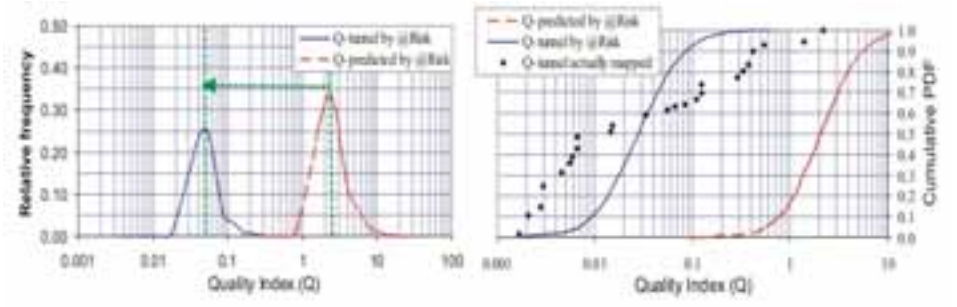


Figure 6. Distribution of quality index Q between chainage 3294-3900 of the Khimti headrace tunnel.

The figure shows relative frequency (probability density) and cumulative distributions of Q-values representating the iteration results based on @Risk for predicted and actual rock mass conditions. The cumulative diagram also includes the distribution of Q-values for this section of tunnel (606 meters) actually mapped during excavation.

Figure 6 shows that there is a great discrepancy between probability distributions for actual and predicted ranges of the rock mass conditions. The rock mass actually found in the tunnel was highly altered and weathered with frequent intercalation of thick bands (above 1 meter) of talcose mica schist. This was not anticipated during prediction, and in reality the rock mass condition of this tunnel section is poor to exceptionally poor with a quality index Q range between 0.001 and 2.

As shown by Figure 6 right, the cumulative probability distribution calculated from actual data by @Risk and the distribution of actually mapped values of the quality indexes Q are found not to be in close agreement. This indicates that for rock mass with high degree of deviation with respect to quality index Q, it is not easy to assign probability density functions (pdf) of input variables that give results close to real ground conditions. Nevertheless, as shown in Table 6, the mean values of Q-tunnel calculated by @Risk (0.03) and actually measured (0.022) are not very different.

4.2 MODI KHOLA HEADRACE TUNNEL

The uncertainty analysis carried out in Section 4.1 indicates that the probabilistic approach is a useful tool for evaluating rock mass quality. As discussed, quantifying input parameters for the rock quality index (Q) is subjective and very much dependent on the personal judgement of the user. Keeping this in mind, the probabilistic approach will now be used for evaluating rock mass quality at a section (L3) of Modi Khola headrace tunnel, see Figure 3. At this tunnel, both rock formation and the team of engineering geologists involved in the construction are different from Khimti.

As discussed, of the 1,492 meters long headrace tunnel, the uppermost section (up to 325 meters) consists of extremely fractured and highly weathered quartzite with intercalation of extremely sheared and decomposed phyllitic schist. The remaining section of the headrace tunnel mostly passes through very hard, abrasive and fractured quartzite. The discrepancy between predicted and actual rock mass conditions for this headrace tunnel was found to be relatively small.

4.2.1 SECTION L3 WITH FAIR TO GOOD ROCK MASS (CHAINAGE 325-1025)

This section of the Modi headrace tunnel has moderate overburden (between 75 and 250 meters). The rock mass mainly consists of very hard, abrasive, fresh to slightly weathered but highly jointed quartzite, see Figure 3. The discontinuity surfaces in the tunnel were observed to be altered and filled with silt and clay, but the overall quality of rock mass observed in the tunnel was found to be of fair to good quality, as predicted during planning.

Defining probability density functions (pdf): The predicted and actual ranges of input variables for Q-value with their minimum, maximum, mean and most likely values are given in Table 3. In addition, assumed probability density functions (pdf) of each input variable and mapped value for simulation by @Risk are given. Since this tunnel section represents rock mass having fair to good quality, the assumed probability density functions (pdf) are considered to be similar to those described in Section 4.1.1.

Table 3. Predicted and actual ranges of input parameters for Q-value with assigned probability density functions (pdf) for chainage 325-1025 of the Modi Khola headrace tunnel.

Descriptions of Q-value parameters	Rating ranges of Q-value parameters					Assumed probability density function (pdf)
	Min. (x_{min})	Max. (x_{max})	Mean / most likely	St. dev. (s)	@Risk value	
A. Predicted						
RQD	60	90	75	15	73.45	Normal, Truncate (10;100)
J_n	9	4	6		6.33	Triangular, Truncate (1;20)
J_r	1	3	2	1	2.08	Normal, Truncate (0.5;4)
J_a	3	1	2	1	2.20	Normal, Truncate (0.75;20)
J_w	0.66	1	1		0.89	Triangular, Truncate (0.05;1)
SRF	2.5	1	1		1.50	Triangular, Truncate (1;10)
Q-value	0.58	67.50	12.50		6.48	
B. Actual						
RQD	50	85	65	10	65.00	Same as above
J_n	12	9	9		10.00	
J_r	1	3	2	1	2.08	
J_a	4	1	2	1	2.20	
J_w	0.66	1	1		0.89	
SRF	1.5	1	1		1.17	
Q-value	0.45	28.33	7.22		4.67	

Achieved simulation results: The @Risk uncertainty analysis model was run after defining and assigning the probability density functions (pdf) for each input variable of the quality index Q as given in Table 3. The simulation settings of the @Risk model were specified as described in Section 4.1.1. The outcomes of the pseudo-randomly distributed quality index Q achieved after simulation by @Risk are shown in Figure 7.

Figure 7 shows relative frequency (probability density) and cumulative distributions of Q-values representating the iteration results based on @Risk for predicted and actual rock mass conditions. The cumulative diagram also includes the distribution of Q-values recorded during excavation, in this case for a 700 meters long tunnel section.

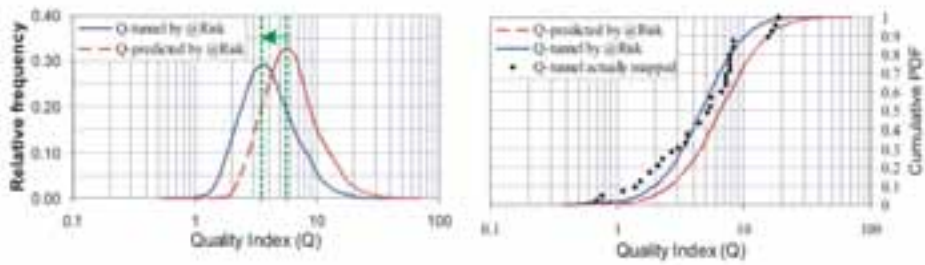


Figure 7. Distribution of Q between chainage 325-1025 of the Modi Khola headrace tunnel.

Figure 7 shows that the probability distributions based on @Risk are very close to each other for actual and predicted ranges of the rock mass conditions. The actual rock mass was found to be slightly more altered and weathered than that was anticipated during prediction.

The cumulative distribution as calculated from actual data by @Risk and the distribution of actually mapped values of Q are also found to be in close agreement, see Figure 7 right. As seen in the left figure, there is a good overlap in the frequency distributions for predicted and actually mapped Q-values. This indicates that the assigned probability density functions of input variables in Table 3 are representative of the real ground conditions.

5 DISCUSSION

Identification and evaluation of the most sensitive input variables are the keys for successful use of the probabilistic approach of uncertainty analyses. In the following, the sensitivity and effect of variation in the value of each input variable related to the rock mass quality index (Q) is discussed. The @Risk simulation results of assigned probability distribution of each of these input parameters related to two sections of Khimti headrace tunnel, Figure 2 and Table 1 & 2, are used as basis for the discussions. As described in sectio 4, these two sections of the headrace tunnel represent two different scenarios with respect to predicted and actual rock mass conditions and are therefore believed to give valuable input for the discussion concerning sensitiveness of variation.

The discussions will be focused mainly on the influence of degree of jointing, on the effect of intercalation of highly sheared bands of weak rocks within stronger rocks and on the effects of weathering and alteration, which are all major factors that influence greatly on the overall rock mass quality rating. Figure 8 shows the probability distributions of the value of each input parameter for rock mass quality index (Q) achieved by simulation based on @Risk. These probability distributions have been the inputs used in Section 4 for calculating the probability distribution of rock mass quality index (Q) by @Risk for both predicted and actually mapped in the tunnel.

Section L1 with fairly good rock mass (Chainage 2200 – 2700): This is a tunnel section where fair to good quality rock mass was predicted, and the rock mass actually found in the tunnel was poor to fair, i.e. some deviation, but relatively close to predicted. Figure 8 shows that the simulated results of probability distribution achieved by @Risk are not very different for predicted and actually mapped input parameters in the tunnel.

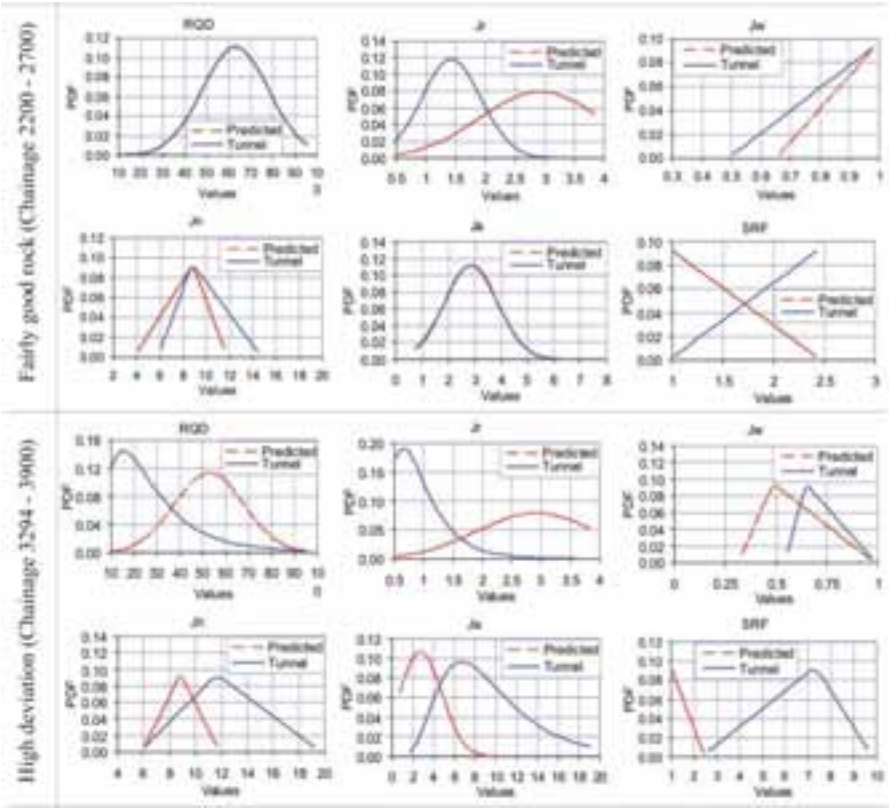


Figure 8. Probability distribution for the value of each input parameters of Q based on @Risk for two sections (L1 and L2) of Khimti headrace tunnel.

As shown in Figure 8, the probability distributions for RQD and J_a are very similar, while small deviations can be seen in the probability distributions for J_n, J_w and SRF between predicted and actually mapped in the tunnel. However, for the probability distribution of J_r there is a considerable deviation, indicating high degree of sensitivity. The main reason for such deviation may be the fact that thin bands of mica schist intercalated with gneiss have caused joint surfaces to be more smooth and slickensided than was anticipated during planning.

Section L2 with high deviation (Chainage 3294 – 3900): This is a tunnel section where fair to good quality rock mass was predicted, and the rock mass actually found was exceptionally poor to poor, i.e. the deviation was very considerable, see Figure 6. As shown in Figure 8, the simulated results of probability distributions for input variables of Q based on the @Risk model are very different for predicted and actually mapped in the tunnel. The only parameter that has positive value (better than predicted with respect to rock mass quality index Q) is the rating for J_w. The rating for other input variables are significantly more negative than predicted (as described in Section 4, higher rating values for the denominators J_n, J_a and SRF are considered negative since they cause reduction of Q-value). The considerable deviations in the ratings may have been caused by the following facts:

1. The planning phase investigations were limited to surface mapping (Panthi, 2006 and Panthi & Nilsen, 2007). Very little exposed rock is found at the surface above this tunnel section, except for a very short length downstream Adit 2. During planning, the weathering depth below the surface was not believed to be greater than 20 meters (HPL, 1995) and similar rock mass as exposed at Adit 2 area was believed to dominate. This resulted in overestimation on the overall rock mass quality.

2. Much more than expected, the rock mass along the tunnel was found to be highly weathered and altered. The weathering beyond Chainage 3450 was very deep and in some locations the much fractured rock mass had the character of decomposed soil (Panthi and Nilsen, 2005).

3. Beyond chainage 3450 and chainage 3900, thick bands (more than 1 meter thick) of highly sheared and extremely weak talcose mica schist intercalated within highly fractured gneiss was unexpectedly found in the tunnel.

Extreme jointing, high degree of weathering and alteration and intercalation of extremely weak talcose mica schist led to considerable reductions in the ratings of RQD and Jr, and considerable increases in the ratings of Jn, Ja and SRF. This resulted in the reduction of overall rock mass quality index (Q).

6 CONCLUSION

From the discussions above it can be concluded that if the rock mass is well exposed on the surface, which is often the case in areas with steep topography, it should not be too difficult to predict the ratings of input variables of the quality index (Q) by careful surface mapping.

The real challenge thus is the quantification of ratings for the input parameters of Q in areas where the rock mass is not exposed at surface. In such areas, the most difficult tasks are the verification of weathering depth, the evaluation of the extent of weathering and alteration, the estimation of degree of jointing and the possible intercalation of extremely weak rocks within stronger rocks.

If the rock is not exposed on the surface, engineering geological investigations such as core drilling and seismic investigations may help to some extent for evaluating the quality of the rock mass. During such investigation great focus must be placed on predicting the possible statistical ranges of each input variable used for the evaluation of rock mass quality. The data base of such statistical variation than should be used for the uncertainty analysis similar to as have been illustrated in this paper.

Finally, it is concluded that probabilistic approach of uncertainty analysis for evaluating rock mass quality is a useful methodology and has a great potential for future use. It needs, however, to be emphasized here that the stability issues should be prioritized based on main areas of uncertainties and available data information. More importantly, a mathematical relationship giving quantitative description of an uncertainty in concern is of prerequisite. The analysis potential of this type is discussed in great detail by Panthi (2006).

ACKNOWLEDGEMENT

The author is thankful to Professor Bjorn Nilsen for his valuable comments and editing of this manuscript.

REFERENCES

Panthi K. K. and Nilsen B. 2007. Predicted versus actual rock mass conditions: a review of four tunnel projects in Nepal Himalaya. Tunnelling and underground space technology, vol 22, no. 2, pp 173-184.

Panthi K. K. 2006. Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnlling in Himalayan rock mass conditions. Based on chapters 4, 5, 6 and 7. Norwegian University of Science and Technology. Doctoral theses at NTNU 2006:41. ISBN 82-471-7826-5.

Panthi K. K. and Nilsen B. 2005. Significance of grouting for controlling leakage in water tunnels – a case from Nepal. Proceedings of ITA-AITES 2005 World Tunnelling Congress & 31th ITA General Assembly. 07-12 May: Istanbul, Turkey

Nilsen B., Shrestha G. L., Panthi K. K., Holmøy K. H. and Olsen V. 2003. Classification Comparisons: RMR vs Q vs RMi. Tunnels and Tunnelling International. May 2003.

Nepal Electricity Authority (NEA). 2000. Completion report for headrace tunnel and surge tank. Modi khola hydroelectric project, Nepal.

Himal Power Limited. 1995. Project definition report. Khimti I hydropower project, Nepal.

Himal Hydro. 2001. Construction report. Modi khola hydroelectric project, Nepal.

Barton N. 2002. Some Q value correlation to assist in site characterization and tunnel design. International journal of rock mechanics and mining sciences, vol. 39, pp. 185-216.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

MÅLING AV DEFORMASJON OG KREFTER PÅ OG I ARMERTE SPRØYTEBETONGBUER - HVORFOR MÅ DET STØPES NÅR SPRØYTEDE BUER HOLDER MED GOD MARGIN?

Measurements of Deformations and Forces in Reinforced Ribs of Sprayed Concrete. Why do we use cast concrete lining when ribs of sprayed concrete has a large margin?

Cand. Real Eystein Grimstad, Lloyd Tunbridge, Rajinder Bhasin and Arnstein Aarset Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Stangarmerte, sprøytede buer er blitt instrumentert i en svakhetssone 140 m under sjønivå i en undersjøisk veitunnel på Finnfastprosjektet i Rogaland og ca. 8 m under terrengoverflaten i Bærumstunnelen som JBV bygger mellom Sandvika og Lysaker vest for Oslo. Instrumentene er satt inn i tre grupper, hver på fire instrumenter med to lastceller og to tøyningsmålere i begge vederlagene og midt i hengen helt fram til stuffen på begge tunnelene som er instrumentert. I begge tunnelene ble det installert borhullsekstensiometere over hengen. På begge steder hadde de neste salvene etter installasjon av instrumenter stor innvikning. Avlesningene stabiliserte seg først når stuffen var 60-100 m fra instrumentene. En ny liten gradvis endring skjedde mellom 2 og 4 måneder etter installasjon.

I Finnfasttunnelen kom ringtrykket opp til 2,7 MPa i vederlagene etter lang tid og betydelig mindre i hengen med 0,25 MPa. I den grunne Bærumstunnelen var ringtrykket henholdsvis 0,3 MPa og minus 0.7 (tensjon) i vederlagene og 0,0 i hengen med en tendens til tensjon. Trykket fra overliggende bergmasser mot hengen var de første to månedene under 0,1 MPa i Finnfast. Senere øket den gradvis opp mot 0,25 MPa. Dette kan skyldes spenningsomlagring og kryp i den dårlige bergmassen og i betongen.

Målinger av krefter fra bergmassene mot stangarmerte, sprøytede buer, samt krefter og tøyninger internt i buene, tyder på at kreftene fra bergmassen mot sprøytede buer er lavere enn den teoretiske lasten og langt lavere enn kapasiteten til buene. Forholdet mellom målt ringtrykk i buene og tøyninger i armeringsjernene er diskutert. Målte deformasjoner i bergmassen over buene er liten. Erfaringene fra instrumenteringen er at tøyningsmålingene gir jevnere og sannsynligvis mer pålitelige data enn trykksensorene. Numerisk simulering viser omtrent samme ringtrykk som målt i Finnfasttunnelen. Spenningsmålinger og numerisk simulering indikerer at spenningsavlastning nær tunnelprofilet gir lave laster mot buene.

SUMMARY

Reinforced ribs of sprayed concrete have been instrumented for measurement of forces acting from the rock mass on the ribs and internal forces inside the ribs. At two different locations three similar groups of instruments were installed in the crown and in both springlines in the

tunnels. At the same locations in the tunnels multipoint borehole extensometers have been installed in order to measure deformations in the rock mass above the crown. One location is in a weakness zone in a subsea tunnel with 80m rock cover, 140m below the sea level, in the Finnfast project in West Norway. The other location is a railway tunnel with 4.5m rock cover, 8 m below the surface in a built up area near Oslo. In both cases the instruments were installed close to the face.

At both locations the effect of further rounds of blasting, after installation, were obvious. The extensometers showed small but significant deformations which stabilized when the face advanced some distance from the instruments. In general, the load from the rock mass on reinforced ribs of sprayed concrete seems to be far lower than expected based on the overburden. The load was lower in the crown than in the spring lines. In the subsea tunnel the ring stress in the concrete rib was up to 2.7MPa in the spring lines and 0.25MPa in the crown. Similar effect with up to 0.3MPa maximum ring stress in the springlines and zero in the crown was observed in the shallow railway tunnel. The readings stabilized when the face had advanced about 80-100m from the instrumented weakness zone about three weeks after installation in the subsea tunnel. 0.5-1.0‰ shrinkage of the sprayed concrete in the rib during curing may have an effect on the load from the rock mass above. Numerical simulations validate the same ring stress in the concrete ribs as observed in the Finnfast subsea tunnel. The numerical simulations and stress measurements in the tunnel indicate why relieved stress near the crown gives low load from the rock mass on the concrete ribs in the crown.

1. INNLEDNING

På bakgrunn av vedvarende diskusjon og delte meninger i det norske tunnelmiljøet om hvorvidt sprøytede buer holder som tung sikring i ekstremt dårlige bergmasser, har NGI gjennomført et forskningsprosjekt for å måle deformasjon og krefter i og mot buene i utvalgte tunnelprosjekter. Prosjekter er gjennomført under SIP 11 som er finansiert av Norsk Forskningråd og NGI. SIP 11 har hovedtittel Urban Developement. Instrumenteringen er utført som en del av delprosjekt 2, Underground Construction.
Instrumenter ble valgt ut og kjøpt inn spesielt for å kunne instrumentere sprøytede, armerte buer i tunneler. Det var viktig at instrumentene kunne fungere under vanskelige forhold og tåle at det ble sprengt tunnelsalver tett inntil buene som ble instrumentert helt inntil stuffen, for å fange mest mulig av deformasjonen og spenningsomlagringen som skjer når en bergmasse sprenges ut i en tunnel.

Etter lang tids søking ble det gjennom kontakt med Statens vegvesen og Jernbaneverket funnet to ulike tunnelanlegg, som lå til rette for instrumentering med hensyn forventede svakhetssoner eller deformasjon på grunn av liten overdekning. Resultatene fra Finnfast ble lagt fram på 5th. International Symposium om Sprayed Concrete på Lillehammer i april 2008. Målingene fra Bærumstunnelen hadde pågått i kort tid da artikkelen til symposiet ble skrevet.

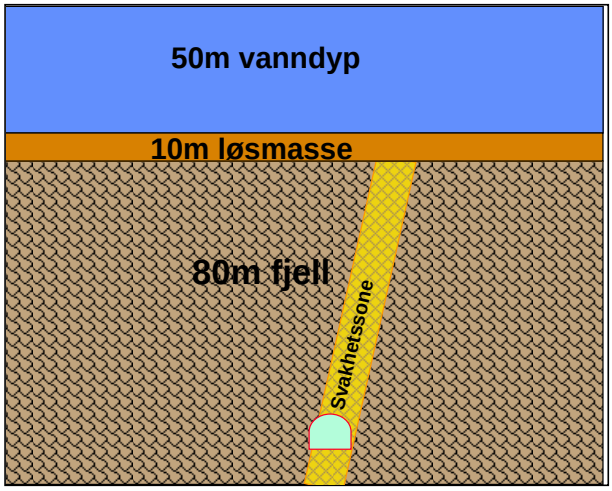
Takk rettes til både Statens vegvesen og Jernbaneverket for at NGI fikk anledning til å instrumentere og utføre målinger i sprøytede buer i tunneler under drift på steder der buene skulle installeres. Uten denne velvilje hadde det ikke vært mulig å utføre arbeidet under NGIs forskningsprosjekt, SIP 11. En spesiell takk til byggeleder Anne Merete Gilje på Finnfast for stor velvilje og hjelpsomhet under installeringen av instrumentene og systematisk avlesning over lang tid, samt mange tilleggsopplysninger. Takk rettes også til Linda Nesje, Odd Andre Rustad og Brynjar Oksfjellelv som leste av instrumentene i Bærumstunnelen.

2. BESKRIVELSE AV TUNNELENE HVOR SPRØYTEDE BUER BLE INSTRUMENTERT

Finnfastanlegget

Finnfast er et undersjøisk tunnelprosjekt som binder sammen øyene Finnøy, Rennesøy og Talgje øst for Stavanger. Hovedtunnelen på 5766 m mellom Finnøy og Rennesøy har en 1450m lang arm opp til Talgje midt i fjorden. En svakhetssone mellom Rennesøy og Talgje ble krysset 140 m under sjønivå. Denne sonen som er ca. 10 m bred, har ca. 80 m fjelloverdekning og 10 m løsmasser over sjøbunnen på 50 m dyp, se figur 2. Tunnelens bredde i kryssingspunktet med svakhetssonen, som ble instrumentert er 12 m. Bergarten i området er høymetamorfe gneiser med enkelte bånd av amfibolitt. Tunnelen går gjennom flere forkastningssoner, hvorav noen inneholder knust bergmasse med svelleleir. Ved en salve i sona raste det en del masse ut fra stuffen.

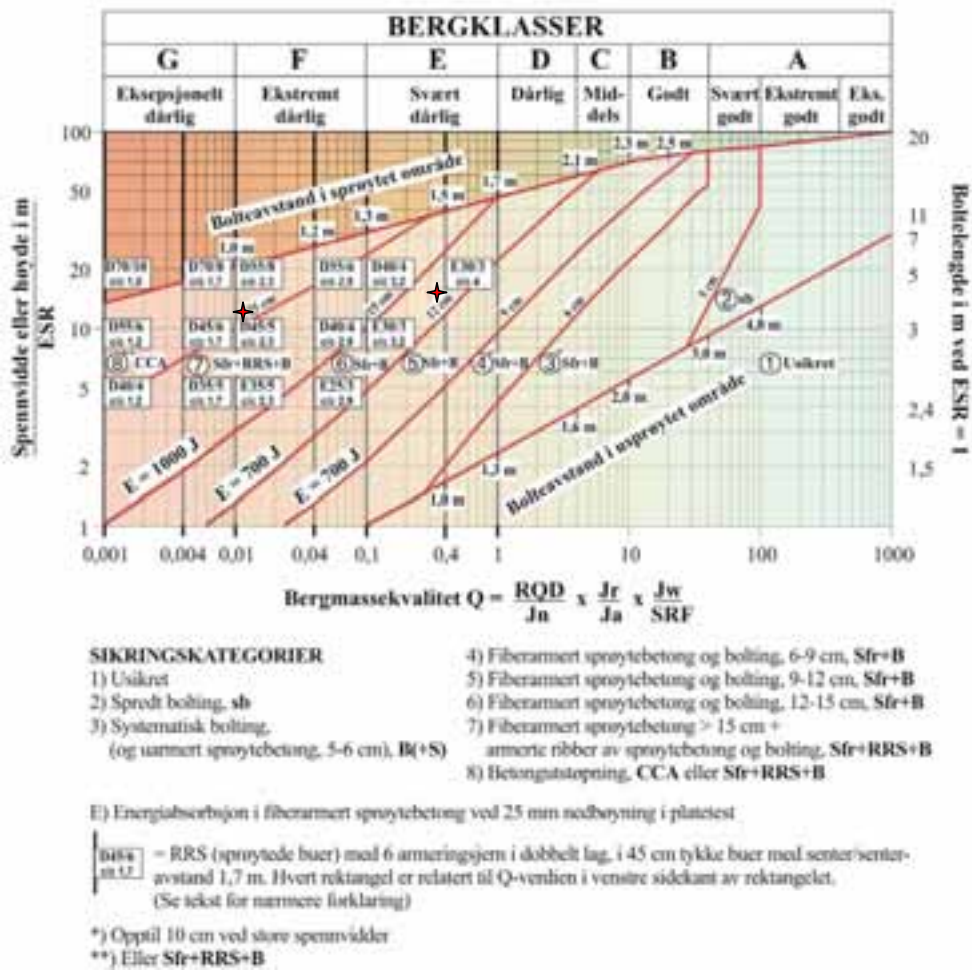
Figur 1. Borkjerner fra den instrumenterte svakhetssona i Finnfast.



Figur 2. Prinsippskisse over svakhetssona som ble instrumentert i Finnfast.

Det ble valgt å instrumentere den 10 m brede svakhetssona etter at den ble kjerneboret foran stuff. Sona består av oppknust, delvis jordaktig materiale, som vist i figur 1. Sidefjellet er også sterkt oppsprukket. Observert bergmassekvalitet etter Q-systemet i sona og det nærmeste sidefjellet er Q = 0,01-0,02 (eksepsjonelt dårlig til ekstremt dårlig) og henholdsvis Q = 0,05 (ekstremt dårlig). Se figur 3. To tester av leirfyllingen i sone viser svelletrykk på henholdsvis 0,22 og 0,25 MPa målt i lab. Dette tilsvarer moderat svelletrykk. Fri svelling ble målt til 175 og 190 %.

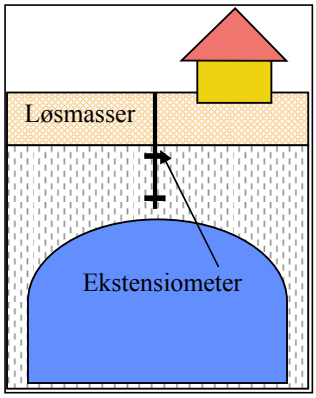
Før sprengning ble det utført kjerneboring og sonderboring nærmere stuffen. Kontinuerlig forbolting med 6 m lange bolter ble utført kombinert med reduserte salvelengder fra 5 til 3 m. Etter sprengning ble det sprøytet betong armert med polypropylen makrofiber kombinert med radielle bolter som arbeidssikring før sprøyting av to armerte bue før neste salve ble påbegynt.



Figur 3. Oppdatert Q-sikringsdiagram fra 2003. De to røde stjernene viser bergmassekvalitet og spennvidde på målestedene i Finnfast og i Bærumstunnelen.

Bærumstunnelen

Jernbanetunnelen øst for Sandvika er en 14 m bred dobbeltsportunnel. Stedet som ble valgt ut for instrumentering ligger under en depresjon i terrengoverflaten, hvor det var ventet en liten svakhetssone med ca. 3,5 m løsmassetykkelse over 4,5 m fjelloverdekning, se figur 4. Bergarten er en sandig kalkstein med lag av leirskifer. Sprekker fylt med kalsitt og noen ganger med tynne leirbelegg sto parallelt med stuffen. Bergmassekvaliteten etter Q-systemet er Q = 0,2 – 0,66, dvs. dårlig. Se figur 3. Det er da brukt en høy SRF på grunn av lite forhold mellom fjelloverdekning og spennvidde. Før sprenging ble det utført forbolting kombinert med reduserte salvelengder på 2,5 m. Halve tunnelprofilet ble sprengt ut og sikret med stålfiberarmert sprøytebetong og radiære bolter før andre halvparten ble sprengt ut. Etter sprøyting og bolting av andre halvparten av profilet, ble det sprøytet to armerte buer på den 2,5 m lange salven. Teoretisk overlagringstrykk mot installert sikring fra overliggende masser uten bueeffekt i bergmassen er 0,2 MPa = 200 kPa.



Figur 4. Prinsippskisse over den 14 m brede Bærumstunnelen med installert ekstensiometer fra overflaten

3. INSTALLERING AV INSTRUMENTER

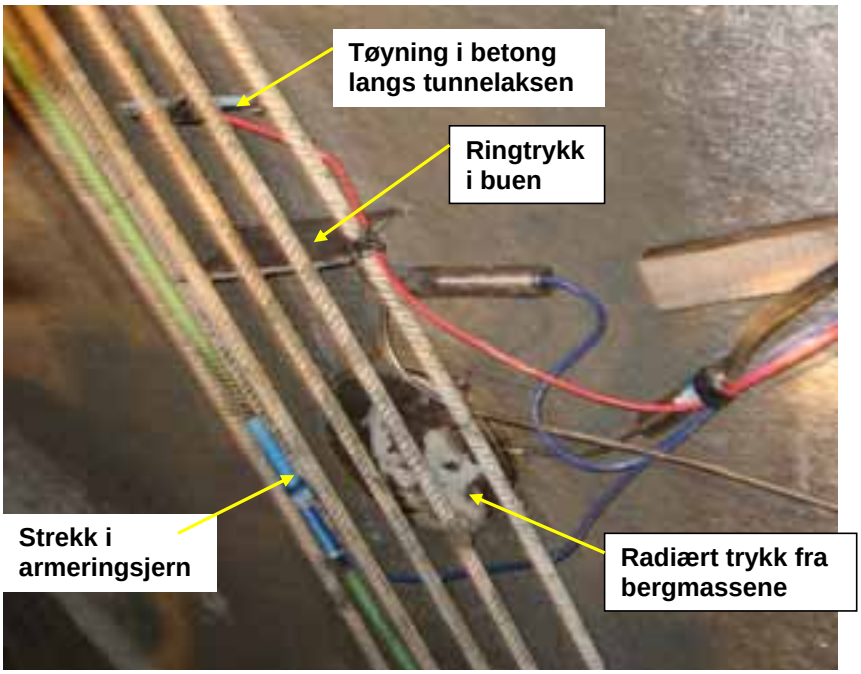
På begge tunnelanleggene ble de sprøytede buene utstyrt med tre like sett bestående av fire instrumenter hver. Se figur 5. Et sett ble installert omtrent midt i hengen, og de to andre i vederlagene. I tillegg til instrumentene i buene, ble det installert borhullsekstensiometer i hengen over buene i begge tunnelene. På finnfast ble et trepunkts borhullsekstensiometer plassert tett inn til stuffen på samme tid som de andre instrumentene. I den grunne Bærumstunnelen ble et topunkts ekstensiometer installert fra terrengoverflaten mer enn to måneder før tunnelen ble drevet fram til stedet. Terrengoverflatens nivå ble målt inn med jevne mellomrom for å kalibrere målehodet til ekstensiometeret. På grunn av omfattende forinjeksjon 17-23 m foran stuff ble det observert betydelige deformasjoner både i terrengoverflaten og i ekstensiometeret noen uker før stuffen rakk fram til målepunktet.

Hvert sett av instrumenter i de sprøytede buene består av følgende instrumenter: Se figur 5.

- Trykksensor for å måle sikringstrykket fra bergmassen mot sprøytebetongbuen. Det er en svingende streng jordtrykkcelle med ekstra tykk bakplate ”kontaktcelle”, som ofte blir brukt i forstøtningsmurer. Trykkcellen er en hydraulisk, oljefylt, flat og rustfri sylinder med diameter 230 mm. Den er utstyrt med termistor (varmeleder) for

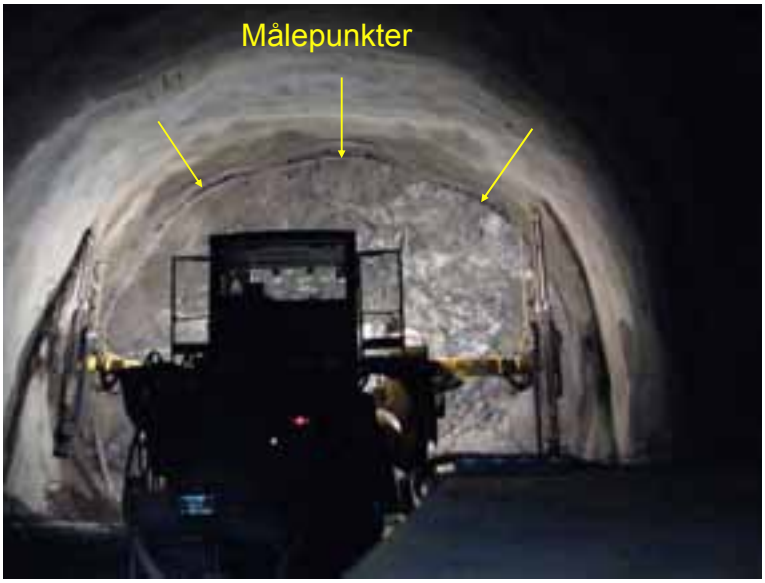
avlesning av temperatur og for korrigering av avlesningene. Denne typen målecelle ble også brukt for å måle ringtrykket i Bærumstunnelen.

- Trykksensor for måling av ringtrykket inne i sprøytebetongbuen. Det er en oljefylt rektangulær (100x200 mm), rustfri, svingende streng trykksensor med et 30" langt rør for etterjustering av oljetrykket utstyrt med varmeføler. Denne ble bare brukt på Finnfast.
- Tøyningsmåler for å måle tøyningen i armeringsjernene i sprøytebetongbuen. Det er en svingende streng "søsterstang" av armeringsjern som blir sprøytet inn i betongen parallelt med armeringsjernene.
- Tøyningsmåler for å måle tøyningen i betongen langs tunnelaksen. Det er et svingende streng måleinstrument, som blir sprøytet inn i buen. Den er 150 mm lang og inneholder temperaturføler for korrigering av avlesningene.



Figur 5. Alle fire instrumentene montert til tunneloverflaten og armeringsjernene før sprøyting.

Alle instrumentene er utstyrt med 5 m lang kabel som ble ført i en felles bunt, som ble sprøytet inn og beskyttet med en plate over endene for å kunne komme til med avlesning. Trykkcellen for måling av trykket fra bergmassen ble lagt inntil tunnelperiferien på et underlag av våt sement for å oppnå jevn trykkfordeling. De andre instrumentene er helt omgitt av sprøytebetong. Det kan være en utfordring å unngå hulrom bak eller inn mot instrumentene, særlig dersom det er for liten avstand mellom armeringsjernene. Dette problemet vil sannsynligvis være størst dersom det sprøytes med fiber.

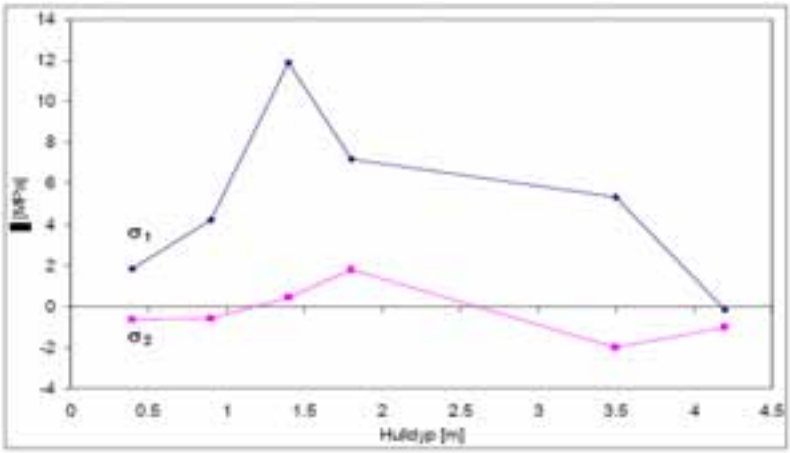


Figur 6. Armeringsjernene er på plass. Målepunktene er markert med gule piler.

4. MÅLERESULTATER FRA FINNFAST

Etter at instrumentene var installert ble det foretatt nullavlesning både før og etter innsprøyting av buene. I Finnfast ble nullavlesningene utført 18. januar 2008. Neste salve etter installasjon ble sprengt 22. januar. Alle salvene som ble sprengt de følgende 3 ukene, hadde innvirkning på instrumentene, inntil det stabiliserte seg omkring 10. februar, da stuffen sto omtrent 100 m forbi den instrumenterte buen. Dette kan sees i diagrammene i figur 8 til 12. Selv om de store bevegelsene flatet ut etter ca. 3 uker og 100 m fra stuff, ser vi fra diagrammene at en ny, men langt langsommere bevegelse foregikk mellom 2 og 3 måneder etter installasjon.
Alle instrumentene er utstyrt med en temperatursensor, som viser temperaturen i betongen i alle avlesningene, se figur 11. På grunn av herdingen i betongen steg temperaturen i buen til mellom 28 og 37°C det første døgnet etter sprøyting. Ved neste avlesning etter neste tunnelsalve, 4 dager etter sprøyting, hadde temperaturen falt til mellom 15 og 20°C. etter ca. tre uker stabiliserte temperaturen seg på 12-13° C.
Som diagrammene viser, er sikringstrykket fra bergmassen mot buen overraskende lav (0,0-0,3 MPa i hengen og 0.2-0.5 MPa i vederlagene) sammenlignet med det teoretiske trykket på 2,9 MPa fra overliggende bergmasser, løsmasser og vann. Det er flere grunner til dette resultatet. En grunn er spenningsomlagring i bergmassen rundt tunnelen, som gjør at bergmassen selv bærer mye av lasten. En annen grunn kan være den høye horisontale spenningen i området.
Ca. 75 m fra svakhetssona, i et parti hvor tunnelen var utvidet til 20 m bredde, ble det utført spenningsmålinger i et 4,2 m langt vertikalt borhull over hengen. Ref. Sintef 2008.

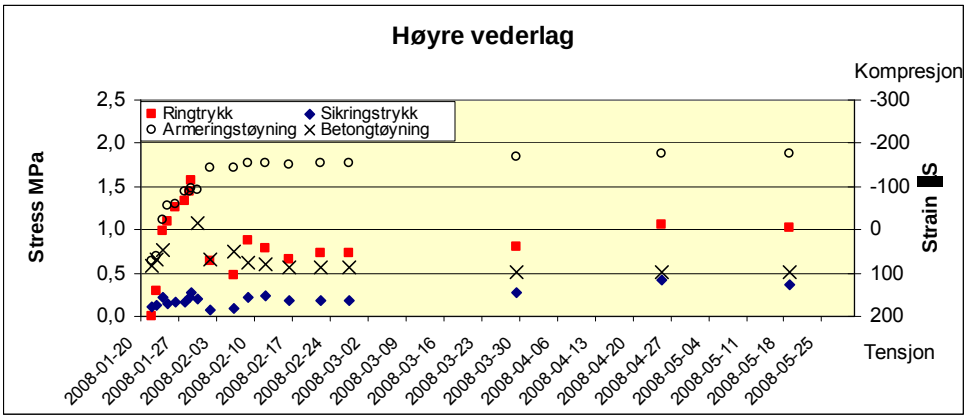
Bergmassen rundt borhullet er som vanlig sterkt influert av tunnelen, og viser en markert bueeffekt ca. 1,5 m over hengen, hvor tangentialspenningen er konsentrert. Den teoretiske vertikale spenningen fra overliggende masser (fjell, jord og vann) er 2,9 MPa. Største horisontalspenning målt fra hengen opp til 4,2 m over hengen varierer fra 0,0 MPa i hengen, et maksimum på 11,9 MPa 1,4 m over hengen, og minus 0,2 MPa i enden av hullet, 4,2 m over hengen. Se figur 7. Middels største horisontalspenning over hele borhullet er 5,1 MPa, og står i retning ca. 60 forhold til tunnelaksen. Dette tallet er ikke overraskende når en tar i betraktning at bergmassen rundt den 20 m brede tunnelen må ta lasten for den fjernede bergmassen. Middels minste horisontalspenning i borhullet er minus 0,3 MPa, det vil si tensjon.



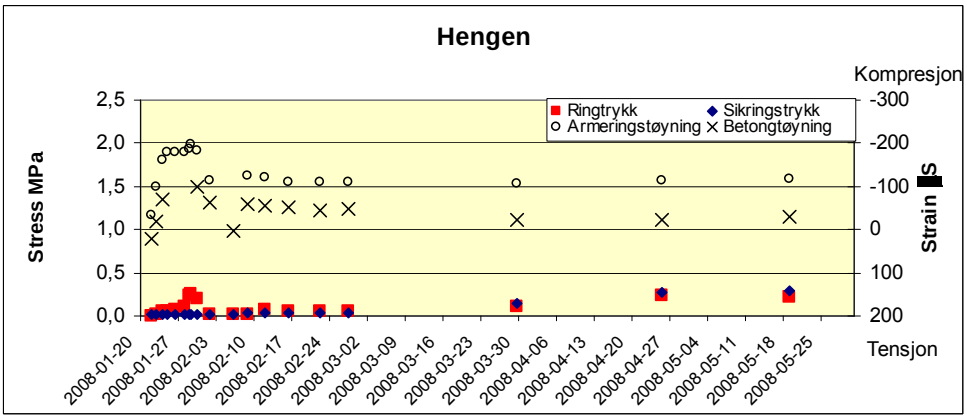
Figur 7. Spenninger målt i et 4,2 m langt borhull over hengen. Etter SINTEF rapport 2008.

I Finnfasttunnelen kom ringtrykket i buen opp til 2,7 MPa i venstre vederlag etter lang tid og betydelig mindre i hengen med 0,25 MPa etter lang tid. Se figur 8, 9 og 10. I høyre vederlag lå ringtrykket lenge på ca. 0,75 MPa. Etter vel 2 måneder øket det gradvis til ca. 1 MPa. Trykket fra overliggende bergmasser mot hengen var de første ukene ca. 0,0 MPa. Etter to måneder var det øket til 0,1 MPa. Senere øket det gradvis opp mot 0,25 MPa i hengen. Dette kan skyldes spenningsomlagring og kryp i den dårlige bergmassen. Delvis kan det også skyldes kryp i betongen, som fører til at kreftene blir jevnere fordelt.

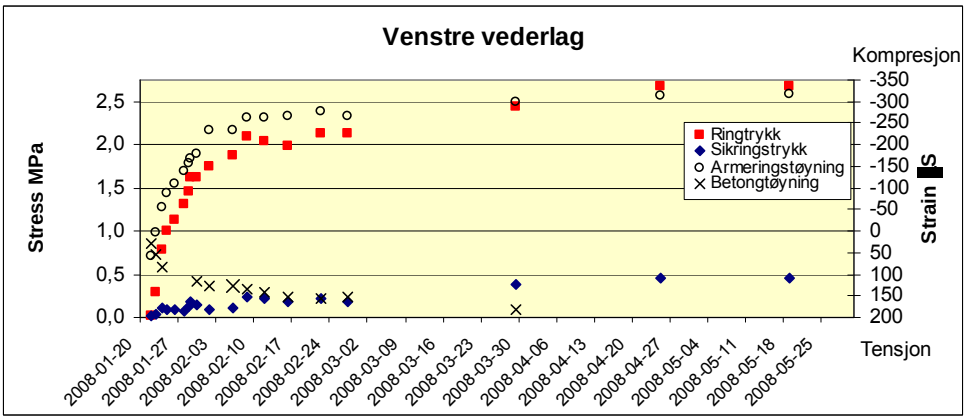
De første to ukene steg ringtrykket i høyre vederlag raskt fra 0,3 til 1,5 MPa, for siden å falle raskt ned til mellom 0,5 og 0,8 de neste to månedene. Etter tre måneder kom ringtrykket opp på ca. 1,0 MPa. Tøyningen i betongen i høyre vederlag hadde en lignende utvikling i samme tidsrommet, da den gikk fra en klar tensjon til nøytral de første to ukene, for så å falle raskt tilbake til samme nivået med en tensjon på ca. 80 μS (mikrostrain). Etter ca. to måneder øket tøyningen i betongen til en tensjon på 100 μS, som med en E-modul på 20 GPa (vanlig for sprøytebetong) tilsier en tensjonsspenning på ca. 2,0 MPa i betongen **målt på langs av tunnelaksen.** Dette kan forklares med svinn i betongen under herding og delvis en omvendt bueeffekt i et snitt sett på tvers av tunnelaksen. Tøyningen i armeringsjernene viser en jevnt stigende kompresjon fra 0 til -175 μS de første to ukene og en svak økning til ca. -190 μS etter 2-3 måneder. Dette tilsier en kompresjonsspenning på 38 MPa i armeringsjernene, hvor E-modulen er satt til 200 GPa. Sikringstrykket mot buen i høyre vederlag varierte mellom 0,1 og 0,2 MPa de første 6 ukene for siden å øke gradvis til 0,45-0,5 MPa etter ca. 3 måneder.



Figur 8. Spenninger og tøyninger i høyre vederlag i Finnfast fra 1. mars til 25. mai 2008.



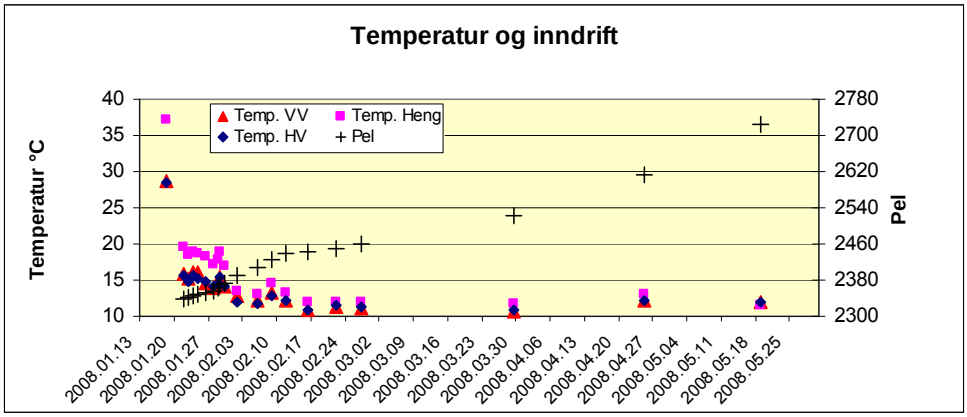
Figur 9. Spenninger og tøyninger i hengen i Finnfast fra 1. mars til 25. mai 2008.



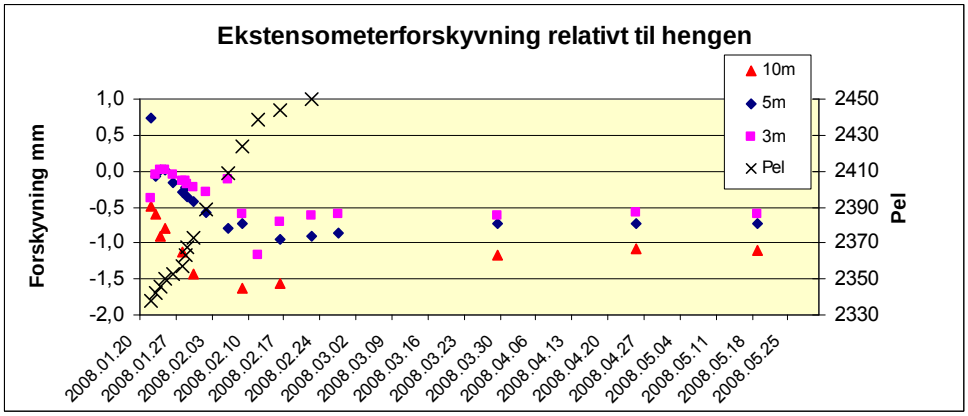
Figur 10. Spenninger og tøyninger i venstre vederlag i Finnfast fra 1. mars til 25. mai 2008.

Også instrumentene i hengen viste en lignende utvikling som høyre vederlag med rask stigning til et maksimum de første to ukene, for så å falle raskt ned til et lavere nivå, som var nær konstant den neste måneden. Etter ca. 2 måneder begynte også her en gradvis stigning i ringtrykket og sikringstrykket som begge flatet ut på ca. 0,25 MPa etter ca. 3 måneder. Tøyningene var konstante etter ca. tre uker. Både temperaturen, som lå på 17-20° C i de første to ukene og nærheten til stuffen, som fjernet seg ca. 50 m fra målepunktet i samme tidsrom, kan også ha bidratt til de observerte variasjonene de første ukene etter installering, se figur 11.

Venstre vederlag viste noe høyere verdier for alle instrumenter enn hengen og høyre vederlag. Kurvene i venstre vederlag viste en jevn økning for alle instrumentene de første to ukene for så å flate ut. Etter ca. to måneder kommer en svak stigning som flater ut etter ca. tre måneder. Vi ser at tøyningskurven for armeringsjern går opp til ca.-320 µS, som tilsier en kompresjons-spenning på ca. 60 MPa i selve armeringen ved E-modul på 200 GPa. Ringtrykket stabiliserte seg på 2,7 MPa etter 3 måneder. Vi ser videre at sikringstrykket fra bergmassen er likt i begge vederlagene med 0,45-0,5 MPa. Også her viser tøyningsmålingen i betongen betydelig tensjon rundt 3 MPa langs tunnelaksen.



Figur 11. Finnfast. Inndrift og temperaturvariasjon i betongen fra 13. januar til 25. mai.

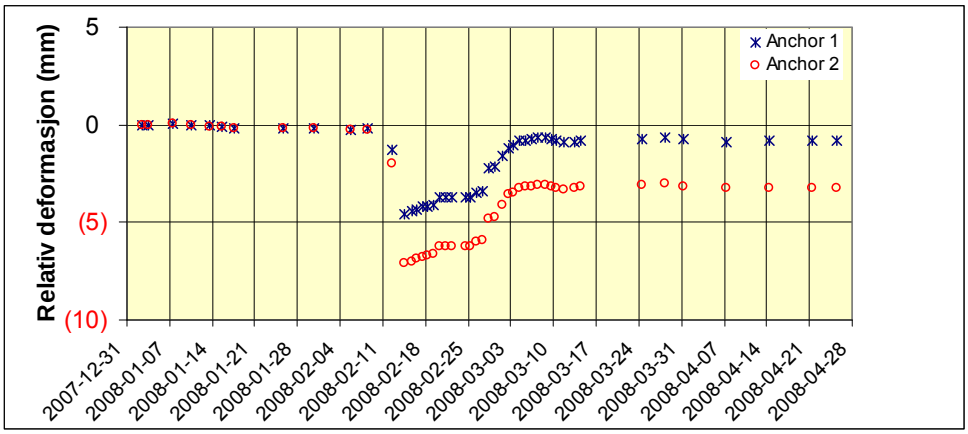


Figur 12. Finnfast. Forskyvninger for 3, 5 og 10 dype ekstensiometeranker i forhold til hengen. Inndriften er plottet inn den første tiden.

Det installerte trepunkts ekstensiometeret viser kun meget små deformasjoner i bergmassen som vist i figur 12. Ankrene som ligger på 3 og 5 m nivå over hengen, viser nesten lik deformasjon med en relativt rask endring fra 0 til ca. 0,5-0,7 mm de første to ukene. De neste 4 månedene ligger de på samme nivå. Ankeret på 10 m hulldyp over hengen viser en større variasjon med ca. 1,5 mm deformasjon de første to ukene, når stuffen har fjernet seg ca. 50 m, for så å stabilisere seg på ca. 1,1 mm total deformasjon etter ca. to måneder. Dette viser at ca. halvparten av deformasjonen i det 10 m dype ankeret har foregått mellom 5 og 10 m avstand over hengen. Deformasjonen er negativ, det vil si at det har skjedd en liten nedbøyning i den oppknuste bergmassen over den sprøytede buen. Det er her viktig å huske at mesteparten av deformasjonen i bergmassen har skjedd før instrumentene rakk å komme på plass. Dette er også beskrevet under numerisk analyse i kapittel 6.

5. MÅLERESULTATER FRA BÆRUMSTUNNELEN

Måleresultatene fra Bærumstunnelen er vesentlig forskjellig fra Finnfast i den forstand at det var små krefter og uregelmessig utvikling av spenninger og tøyninger de første ukene etter installasjon av instrumenter. Dette kan skyldes den store effekten av forinjeksjon på bergmassenes deformasjon før tunnelen ble sprengt ut, fram til området der buene ble instrumentert, og en påfølgende spenningsomlagring etter at tunnelen ble drevet.



Figur 13. Ekstensiometermålinger relativt til terrengoverflaten over Bærumstunnelen. Stuffen nådde fram til ekstensiometeret omkring 1. mars.

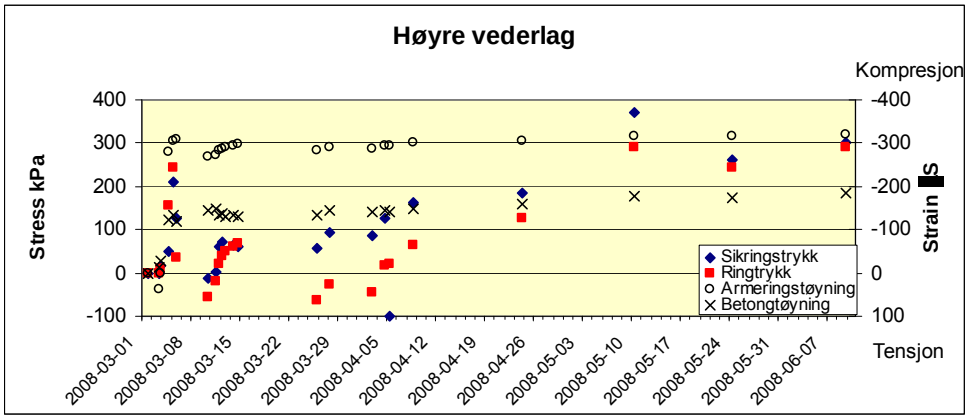
Ekstensiometeret ble installert fra terrengoverflaten på profil 12782,5 i desember 2007, da stuffen sto ca. 50 m fra målepunktet. På grunn av omfattende injeksjon og korte salver kom stuffen fram til målepunktet først den 1. mars 2008. Buen som ble instrumentert står på profil 12781, og ble montert 0,5 m fra stuffen. Noen uker før stuffen kom fram til målepunktet ble terrengoverflaten sammen med målehodet til ekstensiometeret løftet 20 mm på grunn av forinjeksjonen. De første bevegelsene ble observert da stuffen sto ca. 25 m fra målepunktet omkring 11. februar. Frostheving i løsmassene kan også ha virket på ekstensiometeret og nivået til terrengoverflaten. Relativt til terrengoverflaten hadde det nederste ankeret gått ned ca. 7 mm, og det øverste hadde gått ned 5 mm da stuffen sto ca. 15 m fra målepunktet. Allerede i slutten av februar, før utsprengning i målepunktet begynte deformasjonen å gå

tilbake. I begynnelsen av mars hadde maksimal deformasjon i det nederste ankeret (ca.1,2 m over hengen) gått tilbake fra 7 mm til ca. 3 mm i forhold til målehodet, og det øverste ankeret gått tilbake fra 5 til ca. 1 mm, se figur13. Ankerene til ekstensiometeret står henholdsvis 0,5 og 3,8 m under fjelloverflaten, og ca. 4 og 1,2 m over hengen. Denne tilbakegangen kan skyldes både konsolidering av bergmassene etter sprengning og teleløsing i løsmassene over fjelloverflaten.

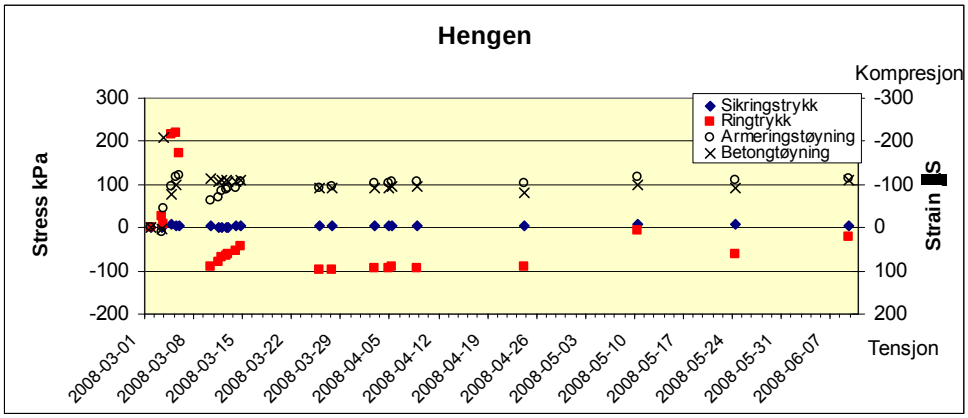
I Bærumstunnelen ble ringtrykket målt med jordtrykksensor av samme type som ble brukt til å måle sikringstrykket fra bergmassen i begge tunnelene. Ringtrykket i hengen øket fra 0 til 0,24 MPa de første fem dagene etter installasjonen. Deretter falt det til minus 0,1 MPa etter ca. 10 dager inkludert langhelg og injeksjonsperiode. Tilsvarende effekt ble observert også i vederlagene hvor ringtrykket droppet nesten til minus 0,1 MPa etter først å ha vært oppe i henholdsvis 0,25 og 0,05 MPa. Se figur 14, 15 og 16. Alle diagrammene viser en periode langs tidsaksen uten registreringer. Dette viser påsken 2008, da det ikke var tunneldrift. Etter ca. 2 måneder vises en økning i ringtrykket fra tensjon til nøytral i hengen og til kompresjon på opp mot 0,3 MPa i høyre vederlag, mens venstre vederlag viste et ringtrykk på ca. -0,1 MPa (tensjon) gjennom mesteparten av måleperioden.

Sikringstrykket fra bergmassene i høyre vederlag har for store svingninger til at en kan konkludere sikkert. Det svinger det fra svak tensjon til over 0,3 MPa i et par avlesninger. I hengen viser trykksensoren 0,0 MPa gjennom hele måleperioden. I venstre vederlag sviktet instrumentet etter første salve. Som det går fram av figur 17, gikk temperaturen opp mot nesten 30° C i hengen og i venstre vederlag den første tiden etter sprøyting. Dette kan være noe av årsaken til de store sprangene i ringtrykk og sikringstrykk i de første avlesningene.

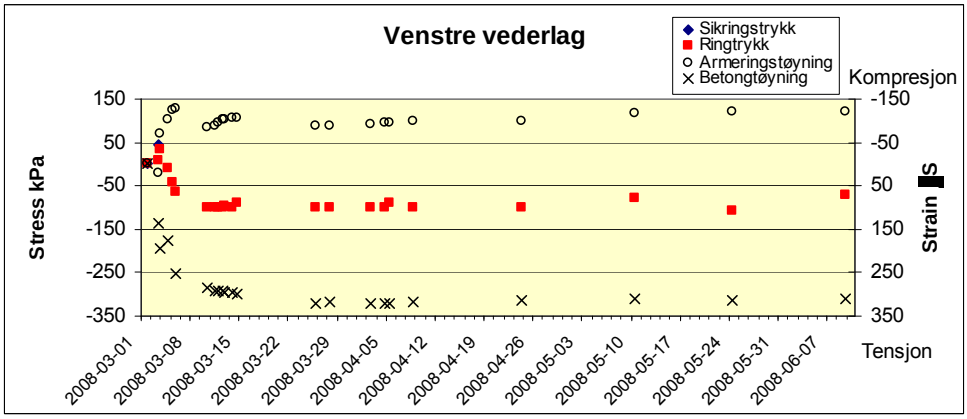
Tyøningsmålingene i armeringsjernene viser kompresjon i både hengen og begge vederlagene. Hengen viser -100 µS som tilsvarer ca. 20 MPa kompresjon i armeringsjernene, basert på en E-modul på 200 GPa i stål. I vederlagene ble det målt henholdsvis 300 µS og 130 µS i høyre og venstre side. Dette tilsvarer henholdsvis ca. 60 og 26 MPa kompresjon i armeringsjernene. Tøyningsmålingen i betongen langs tunnelaksen viser stor spredning med en tensjon på ca. 300 µS i venstre vederlag og kompresjon på 180 µS i høyre vederlag og kompresjon på 100 µS i hengen. Selv om det i første del av måleperioden er store svingninger i måleresultatene, jevner det meste seg ut etter en tid. Det synes imidlertid som om tøyningsmålerne viser en mer stabil utvikling enn trykksensorene.



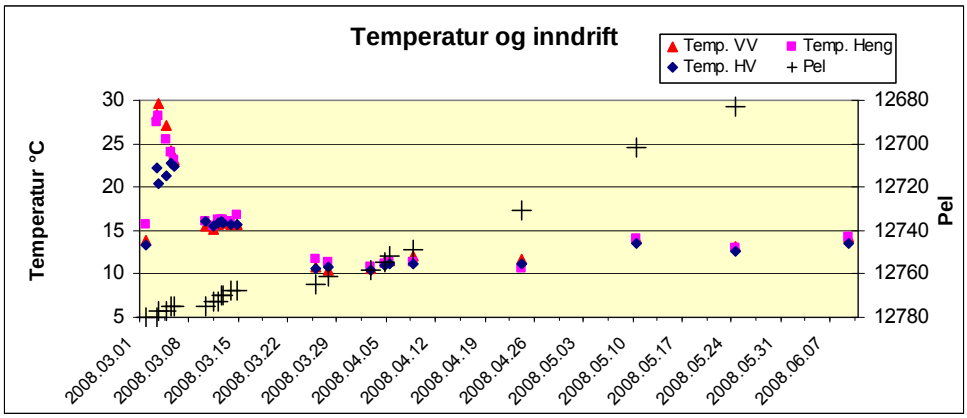
Figur 14. Spenninger og tøyninger i høyre vederlag i Bærumstunnelen fra 1. mars til 7. juni.



Figur 15. Spenninger og tøyninger i hengen i Bærumstunnelen fra 1. mars til 7. juni 2008.



Figur 16. Spenninger og tøyninger i venstre vederlag i Bærumstunnelen fra 1. mars til 7. juni.



Figur 17. Inndrift og temperaturvariasjon i betongen i Bærumstunnelen fra 1. mars til 7. juni.

6. ANALYSE AV MÅLERESULTATENE

I de foregående kapitlene er måleresultatene gjengitt med en del kommentarer. Det er imidlertid grunn til å se litt nærmere på resultatene fra de ulike måleinstrumentene. Ved å betrakte utviklingen av de målte verdiene over lengre tid, ser vi at tøyningsmålingene viser en mer stabil utvikling enn trykksensorene. Dette kan forklares på flere måter. Trykksensorene er oljefylte trykkfølsomme instrumenter, som er avhengig av god kontakt med omsluttende betongmasse. Ved innsprøyting er det store muligheter for at det kan oppstå hulrom inn mot trykksensorene. Videre kan svinn under herdingen føre til redusert kontakt mellom betongen og trykksensorene. Først etter en tid, da både bergmassen og betongen har gjennomgått en spenningsomlagring og betongen har fått tid til å krype på grunn av de lastene den er utsatt for, vil det oppstå en likevekt. De avleste verdiene er korrigert for variasjon i temperaturen i hydraulikkoljen i trykksensorene. Men de er ikke korrigert for temperaturvariasjon i betongen eller armeringsjernene.

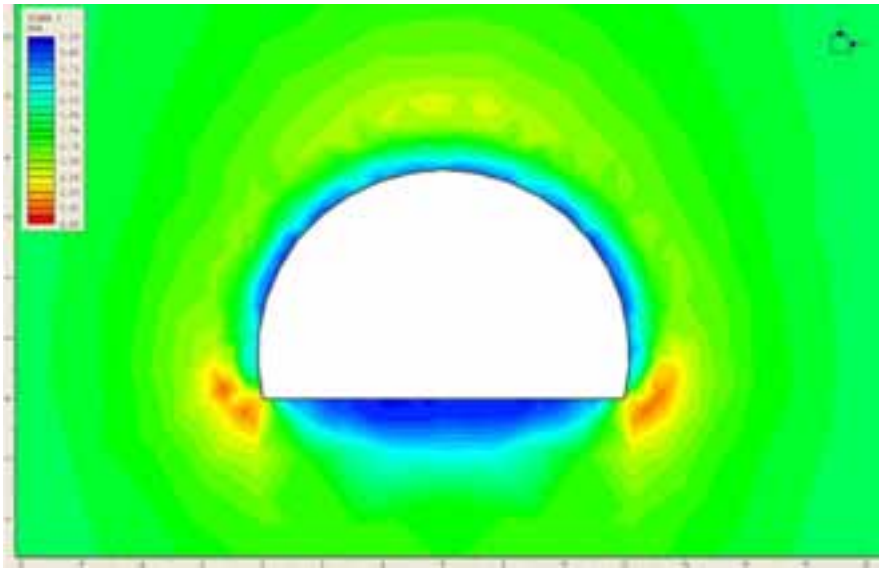
Målingene fra Finnfast tyder på at en slik likevekt er oppnådd etter en periode på ca. 2 måneder med sakte kryp og spenningsomlagring. Det er også naturlig ut fra at det er langt større krefter mot betongen i Finnfasttunnelen enn i Bærumstunnelen. Men også i Bærumstunnelen blir avlesningene jevnere med tiden.

Forholdet mellom tøyningsmålingene og påførte spenninger i betong og armeringsjern er avhengig av E-modulen. Spenningen = tøyningen x E-modul, $\sigma = (\Delta L/L) \times E$. $\Delta L/L$ regnes i μS (mikrostrain), dvs. et tall multiplisert med 10^{-6}.

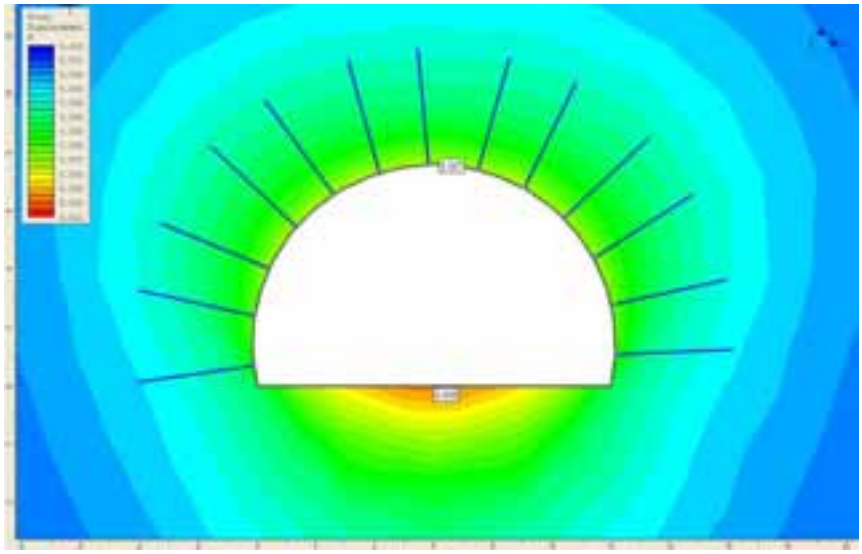
Sikringstrykket mot buene er lavere enn ventet. Dette kan forklares med flere årsaker. Svinn i betongen under herding (≈0,5-1,0 ‰ =10-20 mm i 20 m buelengde) kan gi tensjon i kontakten mellom buen og hengen. Det kan også forklare at sikringstrykket er lavere i hengen enn i vederlagene. Særlig gjelder dette i Bærumstunnelen, hvor spennvidden er 14 m og buelengden er ca. 25 m. I Bærumstunnelen er dessuten overdekningen kun ca. 8 m, og bergmassen er bedre enn i Finnfast, slik at arbeidssikringen med sprøytebetong og bolter kan være nok til ta det meste av sikringstrykket. I tillegg kan det ha oppstått en øket spenning i bergmassen og evne til å bære seg selv etter injeksjon. I Finnfast kan høye horisontale spenninger også redusere spenningene langs hengen.

Numerisk analyse

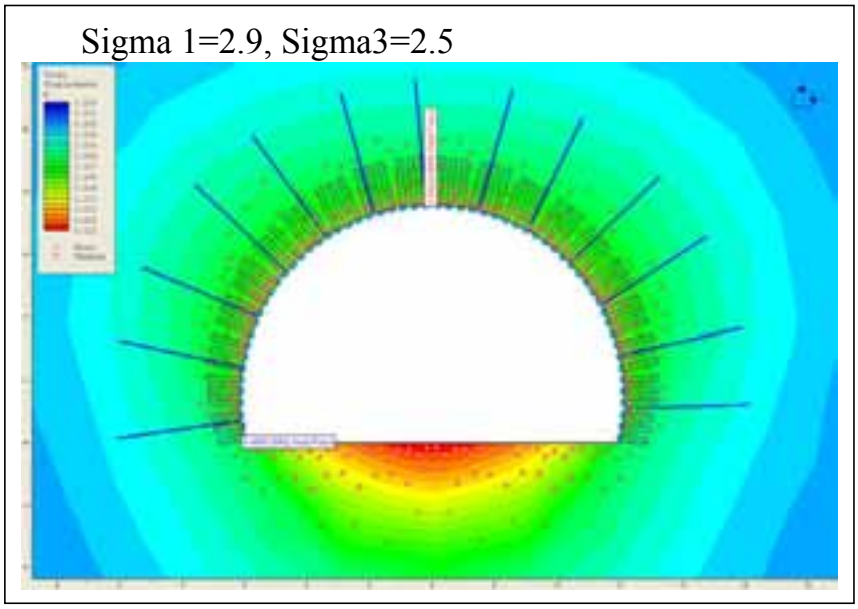
For å kunne forstå måleverdiene bedre, ble det utført en numerisk analyse med programmet Phase 2. Her ble det lagt inn en vertikalspenning på 2,5 MPa, og en horisontalspenning på 2,9 MPa. Videre er det lagt inn parameterverdier for både bergmasse etter GSI styrkeindeks ut fra programmet Rock Lab, og vanlige parameter for sprøytebetong og bolter. Parametrene er kalibrert og justert, slik at resultatene er omtrent som observert i tunnelen. I figur 18 vises spenningsfordeling rundt et tunnelprofil med de nevnte induserte spenningene. Vi ser at det er en sone rundt tunnelen som er lite innspent, og trenger sikring. Videre er det en sone 3-4 m over hengen i tunnelen med forhøyet spenning. Ved å legge på en horisontalspenning som tilsvarer gjennomsnittlig målt horisontalspenning på 5 MPa i borhullet over hengen i den 20 m brede hallen, ca. 75 m fra målestedet, blir verdiene i figur 18 nesten fordoblet.



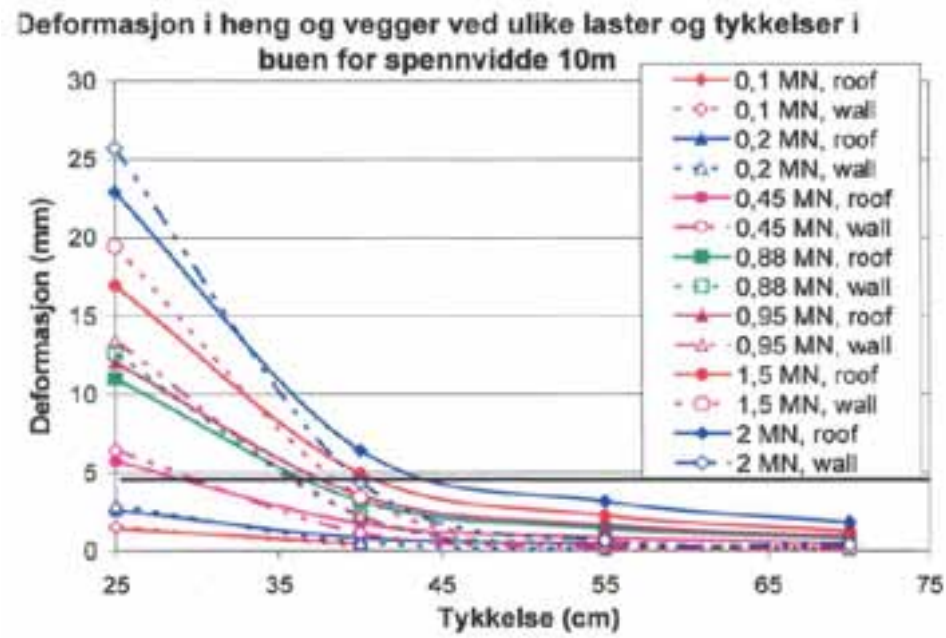
Figur 18. Numerisk modellering av situasjonen på Finnfast med Phase 2 viser at største hovedspenning står med lave spenninger nær tunnelprofilet og høyere spenninger i en sone 3-4 m over hengen.



Figur 19. Analysen viser at maksimum total deformasjon er 7 mm i hengen og 9 m i sålen. 80 % av deformasjonen har skjedd før sikring kom på plass.



Figur 20. Maksimum aksial last = 0,89 MN på buen tilsvarer aksial spenning (ringtrykk) på 2,14 MPa.



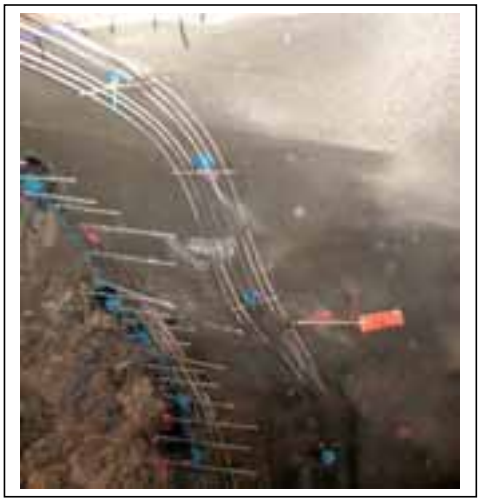
Figur 21. Beregnet deformasjon i armerte sprøytede buer med ulik tykkelse og belastning. Ref, E. Grimstad et. al 2002.

I Phase 2-modellen ble 50 % av de spenningsinduserte lastene utløst ved deformasjon før sikring ble installert. Ytterligere 30 % av de spenningspåførte lastene ble utløst før armerte sprøytebetongbuer ble plassert. Figur 19 viser total deformasjon på 7 mm i hengen og 9 mm i sålen, som også inkluderer deformasjon før den trinnvise sikringen blir utført. 20 % restdeformasjon etter sikring utgjør 1,7 mm, som tilsvarer ekstensiometermålingene. I figur 20 vises en aksial last på ca. 0,9 MN i buen som gir en spenning = ringtrykk på 2,14 MPa. Dette ligger på samme nivå som det målte ringtrykket i vederlagene på Finnfast.

Figur 22 viser beregnet sammenheng mellom påførte laster i MN og deformasjon i armerte, sprøytede buer med ulik tykkelse. De påførte lastene er i beregningen fordelt på 22 elementer i beregningsmodellen i statikkprogrammet STAAD. Det ble beregnet og laget tilsvarende diagram for både 5 m og 20 m spennvidde, som viste sterkt økende deformasjon og behov langt større tykkelser for økende spennvidder. Hvis vi sammenligner en last på 0,95 MN, som er i samme størrelse som i figur 20 og som tilsvarer ringtrykket på ca. 2 MPa, som ble målt i vederlagene på Finnfast, får vi en deformasjon på ca. 3 mm når buen er 40 cm tykk.

7. KONKLUSJON

- Lasten fra bergmassen er betydelig lavere enn ventet ut fra overlagringstrykk
- Både målingene og numerisk simulering indikerer tensjon i bergmassen nærmest tunnelperiferien
- Høye horisontal spenninger i bergmassen på Finnfast kan også forklare at bergtrykket mot buen er betydelig høyere i vederlagene enn i hengen.
- Svinn under herding i sprøytebetongbuen kan redusere trykket fra bergmassen.
- Kryp i betongen over tid kan gi spenningsomlagring
- Ujevn bue kan gi store anomalier i spenningene i buene, og bør unngåes
- Noen av trykksensorene kan ha gitt feil informasjon på grunn av dårlig kontakt med betongen
- Tøyningsmålinger synes å være mer pålitelige enn spenningsmålinger
- Sprøytede buer har stor kapasitet og kan brukes selv i de dårligste bergmasser
- Sprøytede buer har stor overkapasitet for alle typer svelleleir
- Sprøytede buer som er dimensjonert etter forholdene kan erstatte all utstøping med hensyn til bæreevne



Figur 22. Ujevne buer med negativ krumning kan gi tensjon og store bøyemoment i deler av buen.

8. REFERANSER

Grimstad, Eystein, Kankes, Kalpana, Bhasin, Rajinder, Wold Magnussen, Anette and Kaynia, Amir 2002. Rock Mass Quality, Q Used in Designing Reinforced Ribs of Sprayed Concrete and Energy Absorption. Proceedings, 4th. Int. Conf. on Sprayed Concrete. Davos, September 2002.

Grimstad, Eystein, Kankes, Kalpana, Bhasin, Rajinder, Wold Magnussen, Anette and Kaynia, Amir 2002. Bergmassekvalitet, Q brukt for dimensjonering av armerte sprøytede buer og energiabsorpsjon. Fjellsprengningsteknikk og Bergmekanikk.

Grimstad, Eystein, Tunbridge, Lloyd, Bhasin, Rajinder and Aarset, Arnstein 2008, Measurements of Forces in Reinforced Ribs of Sprayed Concrete, Proceedings, 5th. Int. Conf. on Sprayed Concrete, Lillehammer, April 2008.

SINTEF-rapport 2008. Finnfast. 2D bergspenningsmålinger i takhull. Rapport nr. SBN IN F08 datert 2008-02-19.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

GEOMEKANISKE BETRAKTNINGER VED CO_2 LAGRING

Geomechanical considerations for CO_2 storage

Cand scient Elin Skurtveit, Dr. Eyvind Aker, Dr. Matthieu Angeli & M.Sc. Magnus Soldal, NGI

SAMMENDRAG

Lagring av CO_2 i undergrunnen regnes som en av flere lovende løsninger for å begrense utslippene av antropogene drivhusgasser til atmosfæren. Potensielle lekkasjeruter for CO_2 kan utvikes i tilknytning til både nye og eksisterende brønner i et felt i tillegg til at CO_2 kan migrere naturlig gjennom takbergarten og langs forkastningssoner. En takbergart er en lavpermeabel bergart som holder CO_2 inne i reservoaret. Selv om denne bergarten regnes som tett vil den nedre grensen være i kontakt med CO_2 eller CO_2 holdig porevann. Det kan oppstå kjemiske reaksjoner mellom porevæsken og takbergarten som kan påvirke materialegenskapene. I dette manuskriptet vil vi fokusere på takbergartens egenskaper til å holde på CO_2 og CO_2-holding porevann og rapportere om utvikling av avansert laboratorieutstyr for å karakterisere gjennomtrengelighet og strukturelle endringer i takbergarten som følge av påvirking fra CO_2. En trykkgradient er satt over prøven for å oppnå gjennomtrengning av CO_2 i prøven. Under forsøket logges både aksial og radiell tøyning sammen med målinger av akustisk hastighet i aksial retning. Resultatene fra forsøket viser at CO_2 strømmer i definerte kanaler gjennom prøven som kan være relatert til mikrosprekker i materialet. Det ble også målt en reduksjon i p-bølge hastigheten etter CO_2 gjennombruddet i prøven.

SUMMARY

Leakage of CO_2 into the atmosphere is the most crucial concern for geological storage of anthropogenic CO_2. Leakage routes could develop through existing wells and pipelines, but also by natural migration of CO_2 rich pore-fluid through the caprock and in fault zones. A caprock is a low permeable confining layer trapping CO_2 stored in a reservoir rock. Although the caprock acts as a seal, its lower boundary will be in contact with CO_2 saturated pore water or even pure CO_2. Chemical interaction between the pore fluid and the caprock may change its material properties. The aim of this study is to increase our understanding of the interaction between CO_2 and caprock, focusing on changes in microstructural properties of the rock. An advanced flow through cell is developed for measuring migration and structural changes affected by CO_2. A pressure gradient is applied across the sample to obtain a breakthrough of CO_2 in the sample. During flooding both axial and radial strain of the sample are measured together with the acoustic velocities in the axial direction. The results show flow of CO_2 along high permeable pathways inside the sample, possible controlled by reactivation of micro fractures. Also a reduction in P-wave velocity is observed after CO_2 breakthrough.

1. INNLEDNING

Lagring av CO_2 i undergrunnen regnes som en av flere lovende løsninger for å begrense utslippene av antropogene drivhusgasser til atmosfæren. Andre aktuelle løsninger baserer seg på tiltak som energi effektivisering, skifte til mindre karbon krevende drivstoff for transport, økt bruk av kjernekraft og fornybare energikilder som vind- og solenergi. IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) har gjennomført analyser av de ulike tiltakenes virkningsgrad for å stabilisere dagens konsentrasjon av CO_2 i atmosfæren (IPCC, 2001). Det konkluderes at ingen av de nåværende kjente løsningene alene kan klare å stabilisere utslippene av antropogene drivhusgasser til atmosfæren og at en portefølje av flere løsninger er nødvendig.

Lagring av CO_2 kan gjøres i forskjellige typer geologiske formasjoner, men er avhengig av en porøs struktur som kan ta imot gassen og en tett takbergart som hindrer lekkasje til overflaten og ut i atmosfæren. Egnede lagringsformasjoner kan være saltvanns akviferer i sandstein eller kalkstein, mens takbergarten må bestå av tette materialer som skifer eller saltavsetninger. Avsluttede hydrokarbonfelt ansees også som egnet lagringssted. Hydrokarbonfelt under produksjon kan i noen tilfeller benyttes for lagring av CO_2 ved at CO_2 injiseres for å gi trykkstøtte og økt produksjon (enhanced oil or gas recovery, EOR). CO_2 kan også lagres i kullforekomster ved at CO_2 injiseres og absorberes i kullet ved at metan gass frigjøres og produseres. Fordelen ved å benytte eksisterende hydrokarbonfelt er at disse feltene har vist seg å være tette over tid og mye geologisk informasjon er tilgjengelig fra seismikk og eksiterende brønner i område. Tilgangen på hydrokarbonfelt er derimot begrenset og mange felt har mye tid igjen før produksjonen avsluttes og feltet kan fylles med CO_2. Formasjoner med avgjort størst potensial for lagring er derfor saline akviferer som vi finner i store deler av verden (se Figur 1).

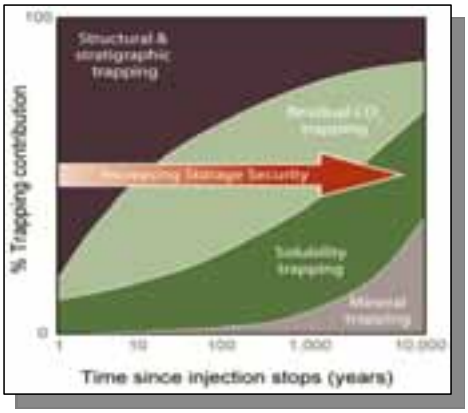
Figur 1: Geografisk oversikt over sedimentære bassenger hvor det finnes saltvanns akviferer og olje- og gassfelt som kan være egnet for CO_2 lagring (IPPC, Special report on Carbon Dioxide Capture and Storage, 2005).

Oversikten over sedimentære bassenger som er vist i Figur 1 er kun ment veiledende og arbeidet med å kartlegge egnethet i mer detalj er under arbeid både i Europa og i USA (IEA, 2008 and NETL, 2007). Dette arbeidet er viktig for å få bedre oversikt over potensielle lagre og kunne utføre en første sortering av egnede og mindre egnede områder. Kartleggingen er tidvis utfordrende fordi tilgang på informasjon om geologiske forhold stedvis er fraværende. Kvalifisering av fremtidige lagringsformasjoner vil uansett innebære en mye mer omfattende

og detaljert undersøkelse av undergrunnen ved hjelp av for eksempel seismikk og brønnboringer.

Det er tre viktige faktorer som avgjør om et reservoar er egnet for lagring av CO_2 over tid; lagringskapasitet, injeksjon og forsegling (Bachu, 2008). Reservoaret må ha en kapasitet som gjør at det kan ta imot et ønsket volum av CO_2 i driftsperioden. Lagringskapasiteten bestemmes av tilgjengelig porevolum, poretrykk og temperatur i reservoaret. I tillegg er strukturelle elementer som forkastninger, folder, sprekke tetthet og stratigrafiske faktorer som geometri av avsetningsmiljø viktig for vurderingen av lagringskapasiteten i et reservoar. Permeabilitet må være tilstrekkelig god i injeksjonsområdet slik at en unngår store trykkoppbygginger i området rundt injeksjonsbrønnen. Hvor effektivt CO_2 vil fortrenge opprinnelig porevæske og hvordan CO_2 vil løse seg i formasjonsvannet vil også påvirke trykkoppbyggingen.

Forseglingsegenskapene til reservoaret karakteriseres ofte ved hjelp av fire ulike prosesser som vist i Figur 2. I begynnelsen vil forseglingsegenskapene være dominert av takbergartens evne til å holde på CO_2 og hindre at denne strømmer opp til overflaten. Typiske lekkasjeveier vil være forkastninger, sprekker og brønner som går gjennom takbergarten. Oppløsning av CO_2 i saltvann fører til at det dannes en svak karbonsyre som gir redusert pH i porevannet. Karbonsyren reagerer med bergarten og fører til oppløsning av mineraler og mulighet for utfelling av nye. Spesielt forseilende sement i brønner har vist seg å reagere med CO_2-holdig saltvann og gi grunnlag for økt permeabilitet og lekkasje langs brønnbaner. Effekten av CO_2-holdig saltvann på sprekkpermeabilitet er mindre studert og forstått, og dette er et område hvor det trengs mer kunnskap. Etter hvert som tiden går vil flere andre mekanismer bidra til å hindre CO_2 fra å lekke ut av reservoaret. Spesielt geometrisk fanget CO_2 i porenettverket sammen med andelen av CO_2 som løser seg i porevannet antas å gi vesentlig bidrag. Porevann med løst CO_2 har marginalt høyere tetthet enn opprinnelig porevann og fører til at førstnevnte synker til bunnen i reservoaret. Dette gir opphav til en langsom konveksjonsprosess som igjen fører til bedre blanding av væskefasene og økt oppløsning av CO_2. Utfelling av nye mineraler gjennom reaksjon mellom CO_2 og bergarten antas å gi vesentlig bidrag til å fange CO_2 først etter 1000 – 10000 år etter at lagring startet.

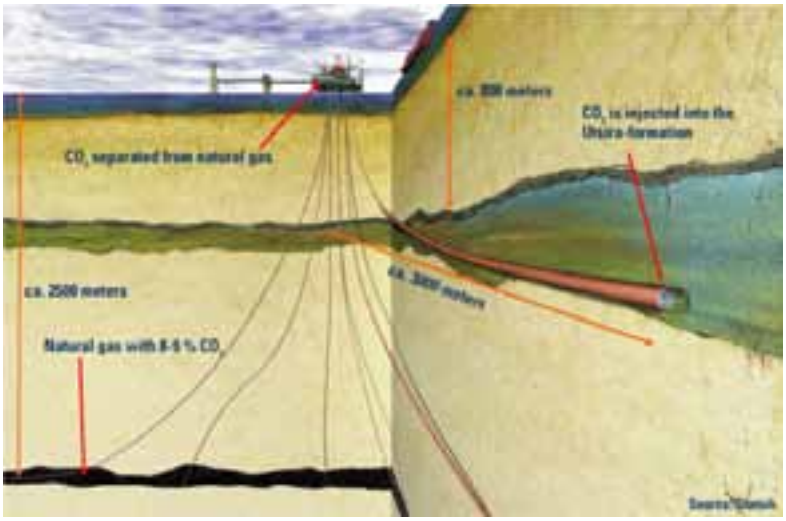


Figur 2: Ulike mekanismer som bidrar til å fange CO_2 i et geologisk lager som funksjon av tiden fra lagring starter (IPCC 2005). Merk at tidsaksen er logaritmisk.

1.1 Eksisterende prosjekter der CO_2 lagres

StatoilHydro har på norsk sokkel i Nordsjøen drevet geologisk lagring av CO_2 siden 1996. På Sleipner-feltet har de separert CO_2 fra produsert naturgass og re-injisert CO_2-gassen i Utsira formasjonen. Formasjonen er en saltvannsakvifer som dekker et stort område i sentrale og nordlige deler av Nordsjøen. Prosjektet regnes for en pioner innen geologisk lagring av CO_2 i saltvanns akviferer. USA har erfaringer siden slutten av 1970-tallet med injeksjon av CO_2 som trykkstøtte i prosjekter for å øke oljeproduksjonen (Stalkup, 1978) men kun i senere tid er dette forsøkt kombinert med permanent lager. Et eksempel på dette er CO_2-EOR prosjektet i Weyburn i Nord-Amerika hvor CO_2-injeksjon for økt oljeproduksjon startet i 2000. Et annet prosjekt av kommersiell størrelse som bør nevnes i denne sammenheng er lagringsprosjektet i In-Salah i Algeria hvor CO_2 skilles fra produsert naturgass (som på Sleipner) og re-injiseres i et depletert gassfelt. Injeksjonen start i 2004 og totalt er det planlagt injisert 1.2 Mton CO_2 per år.

Figur 3 viser en illustrasjon av CO_2-injeksjonen ned i Utsira formasjonen på Sleipner. Utsira formasjonen består hovedsakelig av usedimentert sand av hovedsakelig ren kvarts iblandet noe kalsitt (skjellrester) og har en total utstrekning i N-S retning på om lag 400 km og i Ø-V retning på om lag 100 km. Porøsiteten varier mellom 35-40 % og permeabiliteten er høy og typisk rundt 2 Darcy. Sleipner-feltet og injeksjonspunktet er lokalisert i den sørlige delen hvor tykkelsen på formasjonen er 50 – 80 meter med en overlagring av Nordland skifer og leire på ca. 800 m. Siden 1996 har det blitt injisert omtrentlig 1 Mton CO_2 per år og utstrekningen av CO_2 i reservoaret har blitt kartlagt bl.a. ved hjelp av repeterende 3D seismikk. Målinger viser at det er ingen tegn på lekkasje fra lageret og gjennom takbergarten.



Figur 3: Illustrasjon av CO2-injeksjon i Utsira formasjonen på Sleipner feltet.

For både In Salah, Weyburn og Sleipner samt andre pågående og planlagte lagringsprosjekter er overvåkning av CO_2 i undergrunnen en kritisk og vesentlig del av prosjektet. Formålet er å overvåke både den kortsiktige og langsiktige oppførselen av CO_2 i lagringsformasjonen og bekrefte at injisert CO_2 forblir i reservoaret. Ikke minst må overvåkningsmetodene kunne oppdage eventuelle lekkasjer i en tidlig fase så forholdsregler kan iverksettes. Metoder som

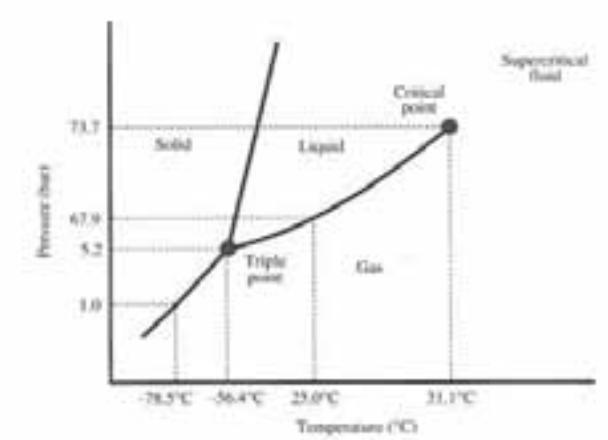
har vært benyttet med gode resultater er ulike geofysiske undersøkelser (for eksempel seismikk, gravimetri og elektromagnetiske metoder), direkte overvåkning av gasslekkasje på overflaten og vannprøver fra brønner samt overvåking av temperaturen og trykket i injeksjons- og observasjonsbrønner.

Det er økende aktivitet i Europa innen etablering av demonstrasjonsprosjekter for fangst og lagring av CO_2. EU sitt mål om 20 % reduksjon av CO_2 utslipp innen 2020 har resultert i omfattende satsning på å implementere CO_2-fangst og -lagring av CO_2 fra kull- og gasskraftverk. Det første prosjektet som demonstrerer hele fangs- og lagringskjeden startet i september 2008 i Tyskland. Her fanges CO_2 fra kullkraftverket Schwarze Pumpe og fraktes 200 km for å bli injisert i Altmark som er et gassfelt på tampen av sin produktive periode. Demonstrasjonsprosjektet har til hensikt å fange og lagre opptil 100.000 tonn CO_2 per år over en periode på foreløpig 3 år.

2. SAMSPILL MELLOM CO_2 OG BERGRUNNEN

2.1 Egenskaper til CO_2 i geologiske lagre

I geologiske formasjoner egnet for lagring av CO_2 vil temperatur og trykk være over punktet hvor CO_2 blir superkritisk (31.1 °C og 7.38 MPa) (Figur 4). CO_2 vil da oppføre seg som en superkritisk væske, det vil si at den utvider seg til å fylle en beholder slik som en gass, men har en tetthet som en væske. For superkritisk CO_2 ved temperaturer mellom 37 og 100 °C og trykk over 30 MPa er løseligheten i vann minkende ved økende temperatur, men økende ved økende trykk (Rochelle et al. 2004).



Figur 4: CO_2 fase diagram (Rochelle et al. 2004).

Superkritisk CO_2 som kommer i kontakt med vann vil løses i vann og danne en svak karbonsyre (H_2CO_3). Både løst CO_2 og karbonsyre vil reagere med mineralene i lagringsbergarten og porevæsken og endre egenskapene til disse. Studier har vist (f.eks. Giammar et al. 2005 og Kaszuba et al. 2005) at både oppløsning og utfelling av mineraler kan skje og påvirke lagringsegenskapene til bergarten.

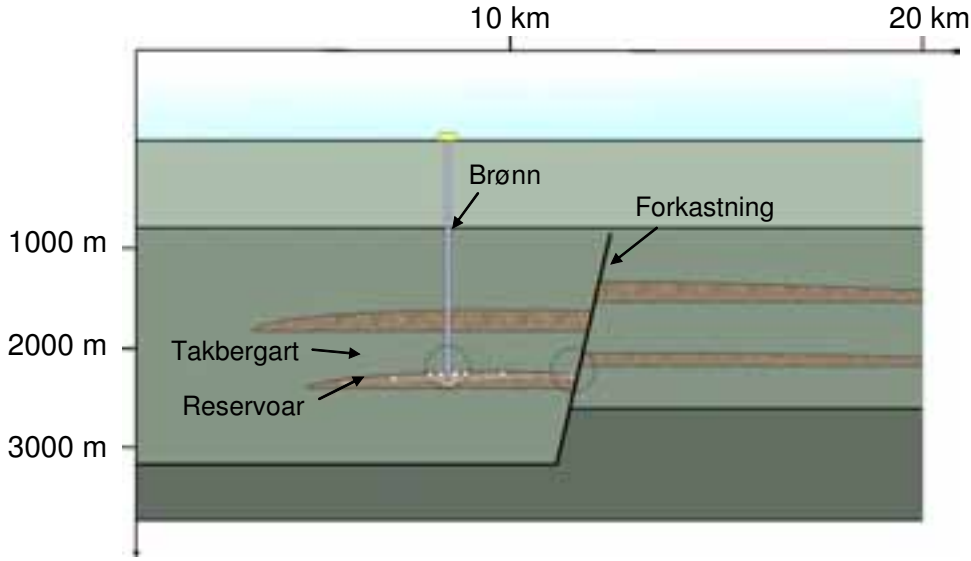
2.2 Geomekaniske effekter

Mekaniske spenninger i og rundt reservoaret vil endre seg som følge av CO_2 injeksjon. I en tenkt situasjon som illustrert i Figur 5 vil injeksjon av CO_2 gjennom brønnen øke poretrykket i reservoaret og fortrenge opprinnelig porevæske (brine). Superkritisk CO_2 vil relativt raskt strømme oppover på grunn av lavere tetthet enn brine og legge seg som en lomme under takbergarten. Lommen med superkritisk CO_2 vil gi en lokal poretrykksøkning mot takbergarten i forhold til områder rundt som ikke er infiltrert med CO_2.

For å gjennomføre sikker lagring må det utføres geomekaniske analyser hvor hensikten er å bestemme maksimalt poreovertrykk som reservoaret tåler uten at kapillære gjennomtregningstrykk eller oppsprekkingstrykk overstiges og forårsaker oppsprekking eller væskegjennombrudd i takbergarten. Eksisterende metoder for beregning av forseglingskapasiteten til en takbergarten for hydrokarboner kan i stor grad også benytte for CO_2. I tillegg er det viktig å ha kontroll på geokjemisk interaksjon mellom CO_2 og takbergarten og forstå hvordan dette påvirker geomekaniske egenskaper i takbergarten.

Poretrykksendringer som følge av CO_2 injeksjon avhenger av volum og permeabilitet samt eksisterende spenningssituasjon i reservoaret. Analyser av potensialet for skjær- og tensjonsbrudd kan utføres både ved enkle analytiske beregninger eller i mer komplekse numeriske metoder. Koblede reservoar-geomekaniske modeller viser at potensialet for mekaniske brudd og orienteringen til bruddene i stor grad er avhengig av den initiale spenningstilstanden i reservoaret og at potentsialet for skjærbrudd generelt er høyere enn for tensjonsbrudd (Rutqvist et al, 2008).

Forseglingskapasiteten til en takbergart er hovedsakelig kontrollert av det kapillære inntregningstrykket, permeabiliteten og molekylær diffusjon (Schlömer and Krooss, 1997). Det kapillære inntregningstrykket er igjen kontrollert av fuktegenskapene til væskene (CO_2 og porevann) og porehalsdiameter for et sammenhengende poresystem. Dersom det kapillære gjennomtrengningstrykket for CO_2 overstiges i reservoaret kan CO_2 migrere inn i takbergarten kan utløse kjemiske reaksjoner som påvirker viktige strømningsegenskaper som porøsitet og permeabilitet.



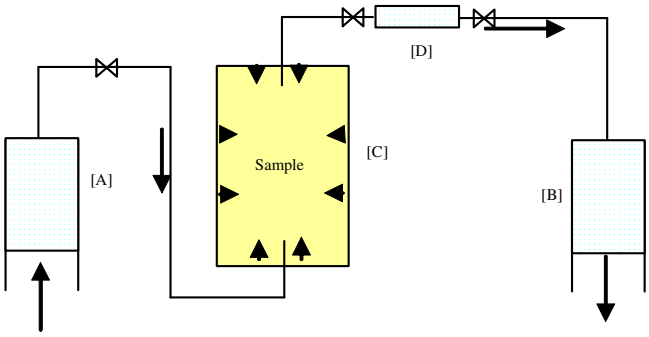
Figur 5: Skjematisk oversikt over en tenkt geologisk situasjon ved CO_2-lagring

I de følgende avsnittene vil vi rapportere om eksperimenter som har til hensikt å undersøke takbergartens egenskaper til å holde på CO_2 og CO_2-holding porevann. Eksperimentene karakteriserer gjennomtrengelighet og strukturelle endringer i takbergarten som følge av påvirking fra CO_2. De er en del av et større forskningsprosjekt (SCC – RAMORE) som bl.a. ser på geokjemiske og geomekaniske effekter på typiske takbergarter på grunn av CO_2 injeksjon.

3. LABORATORIETESTING PÅ NGI

3.1. Utstyr

En spesiell selle er tilpasset og utviklet for strømning av superkritisk CO_2 gjennom en skifer (Figur 6)**.** Væsken strømmer inn og ut fra skiferen gjennom to filter og to perforerte plater som fordeler væsken jevn utover prøven i topp og bunn. Filtrene er tilknyttet to sprøyte pumper. To trykk sensorer logger poretrykket i topp og bunn av prøven. En temperatur sensor er montert like ved hver av poretrykksmålerne for å ha kontroll på tettheten til CO_2 i utstyret. Aksialt og radialt tøyning i prøven ble målt med Linear Variable Differential Transformers. Gangtiden for akustisk kompresjonsbølge (Vp) ble målt ved å bruke piezoelektriske transdusere. Siden både viskositet og løseligheten til CO_2 er relatert til temperatur ble det forsøkt å holde temperaturen konstant under forsøket og sellen og pumpene ble plassert inne i et 2x1x1 meter kabinett med en temperatur på 35º Celsius.



Figur 6: Eksperimentelt oppsett. [A] Pumpe for inngangstrykk, [B] pumpe for trykk ved utgang, [C] Bergartsprøve under isotropt omslutningstrykk, [D] Prøvetaker for porevæske.

3.2 Fremgangsmåte

Prøven som bygges inn i strømningscellen er 38 mm i diameter og høyde på 40 mm. Før testing ble prøvematerialet karakterisert ved analyser av nærliggende materiale til test pluggen. Karakteriseringstestene inkluderte måling av porøsitet og tetthet ved forskjellige metoder; helium pycknometry, mercury intrusion porosimetry (MIP) og oppmetting av vann. Resultatene fra de forskjellige metodene viser at Draupne skiferen har en porøsitet på 23.7 % med en hovedandel porer med diameter 27.5 nm. Dette er typisk diameter for porøsitet i leire. I tillegg er det ca 11 % sekundær porøsitet relatert til mikrosprekker i materialet. Under testen antar vi at alle mikrosprekker lukkes når vi setter på omslutningstrykk og at porøsiteten til prøven er 23.7 %. Mineralogien til materialet er bestemt ved XRD, og er dominert av kvarts, smektitt, kaolinitt og illitt.

Prøven ble mettet opp med saltvann før den ble bygget inn i sellen. Deretter ble prøven lastet med et isotropt omslutningstrykk på 13 MPa og poretrykket på 7,5 MPa. Poretrykket i toppen av prøven ble holdt konstant på 7,5 MPa under testen, mens poretrykket i bunnen av prøven ble økt i steg på mellom 0,2 - 0,5 MPa inntil en konstant strøm gjennom prøven ble observert. Poretrykksgradienten over prøven når konstant strømning av CO_2 gjennom prøven er oppnådd defineres som gjennombruddstrykket for CO_2 i skiferprøven.

Strømningen av CO_2 gjennom prøven fortsatte i ca 30 dager etter gjennombruddet. Dette for å oppnå en stabil strømning gjennom prøven og vurder effekten av kontakt mellom skiferen og CO_2. Flere parametere ble logget kontinuerlig gjennom hele forsøket; volumet av væske i pumpene, poretrykket i topp og bunn av prøven, aksial og radiell tøyning i prøven og P-bølge hastighet i aksial retning.

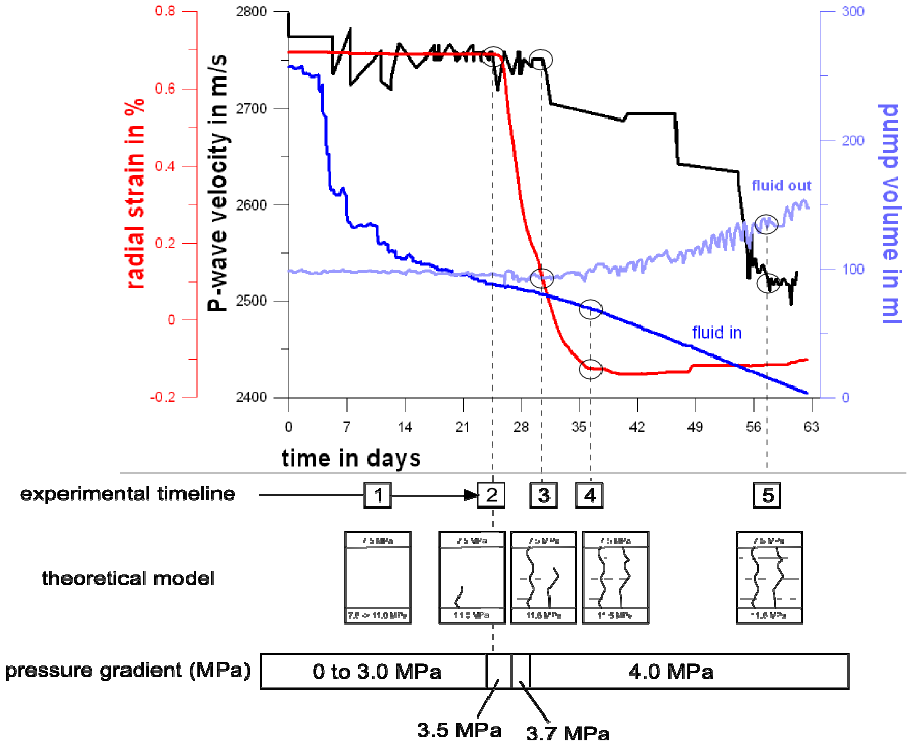
4. RESULTATER OG DISKUSJON

Loggede verdier fra testen er presenter i Figur 7 sammen med en tolkning av hvordan CO_2 strømmer og brer seg gjennom prøven. Vi har delt forsøket inni 5 steg:

1. Det er ingen tegn til strømning gjennom prøven når poretrykksgradienten er under 3.5 MPa.
2. To dager etter at poretrykksgradienten nådde 3.5 MPa observeres en markant radiell utvidelse av prøven. Dette skyldes trolig en reduksjon i effektivspenninger inne i

prøven som følge av at CO_2 strømmer inn i prøven og poretrykket øker. Det er ingen tegn til strømning i toppen av prøven.

3. Poretrykksgradienten er økt til 4 MPa og pumpevolumet i toppen av prøven begynner å øke. Dette tyder på at det er strømning gjennom prøven. Samtidig begynner en reduksjon av P-bølge hastigheten.
4. Fem dager senere stabiliseres den radielle utvidelsen av prøven. Dette skjer samtidig med at senkningen av pumpevolumet i bunnen av prøven blir lineært. Det vil si at strømningen inn i prøven er konstant, mens strømningen ut av prøven er ustabil.
5. Etter ca 3 uker stabiliserer P-bølge hastigheten seg og pumpevolumet i toppen av prøven er tilnærmet lineært. Det vil si at strømningen gjennom prøven er stabil og det er likevekt mellom CO_2 og saltvann i prøven.



Figur 7: Resultater fra testen som viser korrelasjoner mellom forskjellige data overvåket under testen. Den teoretiske modellen er vår tolkning av CO_2 utbredelsen i prøven med tid og i forhold til loggede data.

Målinger av porevæsken som kom ut av prøven viser at vi har mer enn 96 % ren CO_2 som strømmer gjennom prøven, mens beregninger av metningsgraden av saltvann i prøven etter testen viser at mellom 73-93 % av prøven var mettet med saltvann og resten trolig CO_2. Dette indikerer at CO_2 strømmer gjennom prøven i definerte kanaler, mens resten av prøven er mettet med saltvann.

Den målte reduksjonen i P-bølge hastighet for forsøket var forventet ut i fra at svært kompressibel superkritisk CO_2 erstatter mindre kompressibelt saltvann inn i porene i prøven.

Ved å bruke Gassman likningen (Gassmann, 1951) for så se på P-bølge hastighets endringer som følge av endringer i væske egenskaper i porøse bergarter kan en estimere effekten av å erstatte 10 % av saltvannet med CO_2. For vårt forsøk får vi en estimert verdi for P-bølge hastighetsreduksjon på 13 %, mens vi observerer en reduksjon på ca 10 % i forsøket. Det er imidlertid usikkerheter rundt hvorvidt Gassmann likningen kan brukes for skifer (Dvorkin et al, 2007). Den målte reduksjonen i P-bølge hastighet kan også være en effekt av reduksjon i effektiv spenning i prøven og åpning av eksiterende sprekker eller eventuelt dannelse av nye sprekker. Observasjonene fra testen kan også være en kombinasjon av begge effektene. For at egenskapen til væsken skal gjøre utslag på vertikale P-bølge hastighet målingene må det være en viss horisontal spredning av CO_2 i prøven. Prøvematerialet har både horisontale avlastningssprekker og vertikale til sub-vertikale sprekker som er observert under utboring av prøven og i SEM bilder. Disse kan bidra til både vertikale strømningsveier gjennom prøven og horisontal spredning av CO_2 på sprekker i tilknytning til lagdelinger i prøven. Det er imidlertid store usikkerheter knyttet til hvordan eksisterende sprekker i prøven påvirker strømningsveier gjennom prøven. I fremtidige studier er det ønskelig å se nærmere på muligheten for å separere effekten av væske egenskaper og gjenåpning av sprekker på P-bølge hastigheten.

TAKK

Dette arbeidet er utført på NGI i prosjektet ”Subsurface Storage of CO_2 – Risk Assesment, MOnitoring and REmediation” (SSC RAMORE). Prosjekter er finansiert av Norges Forskningsråd og med industristøtte fra StatoilHydro, RWE Dea, Norske Shell, Conocophillips og Schlumberger. Forskningspartnere er UiO, UiB, IFE og NGI.

REFERANSER

Bachu S. (2008) CO2 storage in geological media: Role, means, status and barriers to deployment. Progress in Energy and Combustion Science 34: 254-273

Dvorkin, J., Mavko, G. and Gurevich, B. (2007) Fluid substitution in shaley sediment using effective porosity. Geophysics **72**, O1-O8

Gassmann, F. (1951) Über die elastizität poröser medien. Vierteljahrsschrift der Naturforschenden Gesellschaft Zürich 96

Giammar, D. E., Bruant, R. G., and Peters, C. A. (2005). "Forsterite dissolution and magnesite precipitation at conditions relevant for deep saline aquifer storage and sequestration of carbon dioxide." Chemical Geology, 217(3-4), 257-276.

IEA (2008) CO_2 Capture and Storage - A Key Carbon Abatement Option,

IPCC (2001) The Third Assessment Report: Climate change 2001. Watson, R.T. and the Core Writing Team (Eds.), Geneva, Switzerland.

IPCC (2005) Special report on Carbon dioxide Capture and Storage. Bert Metz, Ogunlade Davidson, Heleen de Coninck, Manuela Loos and Leo Meyer (Eds.) Cambridge University Press, UK.

Kaszuba, J. P., Janecky, D. R., and Snow, M. G. (2005). "Experimental evaluation of mixed fluid reactions between supercritical carbon dioxide and NaCl brine: Relevance to the integrity of a geologic carbon repository." Chemical Geology, 217(3-4), 277-293.

NETL, DOE (2007) Carbon Sequestration ATLAS of the United States and Canada

Rochelle, C. A., Czernichowski-Lauriol, I., and Milodowski, A. E. (2004). "The impact of chemical reactions on CO2 storage in geological formations: a brief review." In: Geological storage of carbon dioxide, S. J. Baines, and R. H. Worden, eds., The Geological Society, London, 87-106.

Rutqvist, J., Birkholzer, J.T. and Tsang, C.F. Coupled reservoir-geomechanical analysis of the potential for tensile and shear failure associated with CO2 injection in multilayered reservoir caprock systems. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 45 (2008) 132.

Stalkup, F.I. (1978) Carbon Dioxide Miscible Flooding: Past, Present, and Outlook for the Future, SPE7042, J. Petr. Tech.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2008

NY UTRUSTNING FÖR HYDRAULISKA SPÄNNINGSMÄTNINGAR OCH SPÄNNINGSKALIBRERING MED TREDIMENSIONELL NUMERISK MODELLANALYS

New tool for hydraulic stress measurements and stress calibration using three-dimensional numerical modeling

Tekn. Dr. Jonny Sjöberg, Vattenfall Power Consultant AB
(Adjungerad Professor Luleå Tekniska Universitet)
Tekn. Dr. Daniel Ask, Vattenfall Power Consultant AB

SAMMANFATTNING

I detta föredrag beskrivs utveckling av ny utrustning för hydrauliska spänningsmätningar, tillsammans med en metodik för spänningskalibrering med hjälp av numerisk modellanalys. Båda teknikerna har tillämpats i LKAB:s underjordsgruva i Malmberget, Sverige. Spänningsmätningar utfördes på plats under jord med en unik "kvadrupel"-packer, vilken möjliggör hydraulisk spräckning i områden med höga *in situ* spänningar. För spänningskalibrering nyttjades en metodik i vilken en enhetsspänning (1 MPa) applicerades för var och en av komponenterna i spänningstensorn, och responsen därav beräknades med den numeriska modellen. Responstensorerna kunde sedan kombineras via superponering för linjärelastiska analyser och kalibreras mot resultat från utförda spänningsmätningar. Denna metodik medger en objektiv spänningskalibrering, där hänsyn tas till effekter från brytning och variationer i materialparameter. Slutresultatet från denna studie var en kalibrerad tredimensionell beräkningsmodell vilken inkluderade alla malmkroppar vilka bryts aktivt i gruvan. Resultaten från beräkningsmodellen gav kunskap om spänningsfördelning globalt och lokalt i gruvan, samt indata till lokala beräkningsmodeller för orter, schakt och andra kritiska konstruktioner under jord.

SUMMARY

This paper describes the development of a new tool for hydraulic stress measurements, together with a methodology for stress calibration using numerical modeling. Both techniques were applied to the Malmberget underground mine in Sweden. Measurements were conducted on-site underground using a unique "quadruple" packer enabling hydraulic fracturing in high-stress regimes. A unit stress tensor approach was used for model stress calibration, in which unit stresses of each tensor component was applied to the model, and the stress response calculated. These response tensors could be combined (using superposition for linear-elastic analysis) and the results fitted to stress measurement data. This approach provided an unbiased methodology for stress calibration, which accounts for influences from mining and variations in material properties. The end result of this work was a calibrated three-dimensional model including all actively mined orebodies at the mine. The results from this model provided knowledge about stress distribution effects globally and locally in the mine, as well as input to local model of drifts, shafts, and other critical underground excavations.

1 INLEDNING

Bergspänningar är en betydelsefull parameter vid allt bergbyggande. En tillförlitlig bestämning av de initiala bergspänningarna är viktigt för att kunna optimera layout och design av underjordsanläggningar och gruvor. Det är därför nödvändigt att både kunna mäta initiala (före berguttag) bergspänningar, och att kunna beräkna spänningsomfördelningar till följd av drivning eller utbrytning.

Befintliga metoder för att mäta spänningar har distinkta för- och nackdelar, samt begränsningar vad gäller tillämpandet. Hydrauliska metoder (hydraulisk spräckning samt hydrauliska tester på existerande sprickor) är en vanligt nyttjad metod för mätning i långa, subvertikala borrhål. Bland fördelarna kan nämnas: (i) tidigare borrade hål nyttjas, varvid man inte är beroende av borrutrustning under mätningen, (ii) vätsketryck mäts vilket enkelt kan omräknas till spänning utan kännedom om t ex elastiska konstanter hos bergmaterialet, samt (iii) mätningen är representativ för m^3-volym, vilket sannolikt ger mindre spridning i resultat (jämfört med småskaliga metoder). För typiska borrhålsdiametrar vid förundersökningar (76 mm eller mindre) är dock konventionell hydraulisk spräckning begränsad vad gäller packertryck (ofta mindre än 40 MPa för 76 mm borrhål). Differentialtrycket som krävs för att spräcka berg på stort djup (under höga spänningar) kan vara avsevärt högre än detta, i synnerhet i gruvor där grundvattenytan har avsänkts. I denna artikel beskrivs utveckling och tillämpning av en ny s k "kvadrupel"-packer för hydrauliska mätningar vilken medger trycksättning upp till 70 MPa och spänningsmätning i områden med höga bergspänningar.

Ett viktigt komplement till spänningsmätningar är metoder för att kunna göra spänningsanalyser av berganläggningar och gruvor. Dagens beräkningsprogram medger i en allt högre utsträckning att realistiska tredimensionella analyser görs, vilket är särskilt viktigt för gruvbrytning. Än mer viktigt är dock att indata till beräkningsmodellerna är tillförlitliga. I denna artikel beskrivs därför en metodik för spänningskalibrering (baserat på resultat från utförda mätningar) vilket medger en objektiv bestämning av randvillkor till beräkningsmodeller. Vidare beskrivs hur komplexa geometrier kan simuleras i tredimensionella modeller.

Den nya utrustningen för hydrauliska spänningsmätningar samt metodiken för spänningskalibrering har tillämpats praktiskt. I denna artikel beskrivs avslutningsvis resultat och erfarenheter från denna tillämpning i LKAB:s gruva i Malmberget.

2 NY UTRUSTNING FÖR HYDRAULISKA SPÄNNINGSMÄTNINGAR

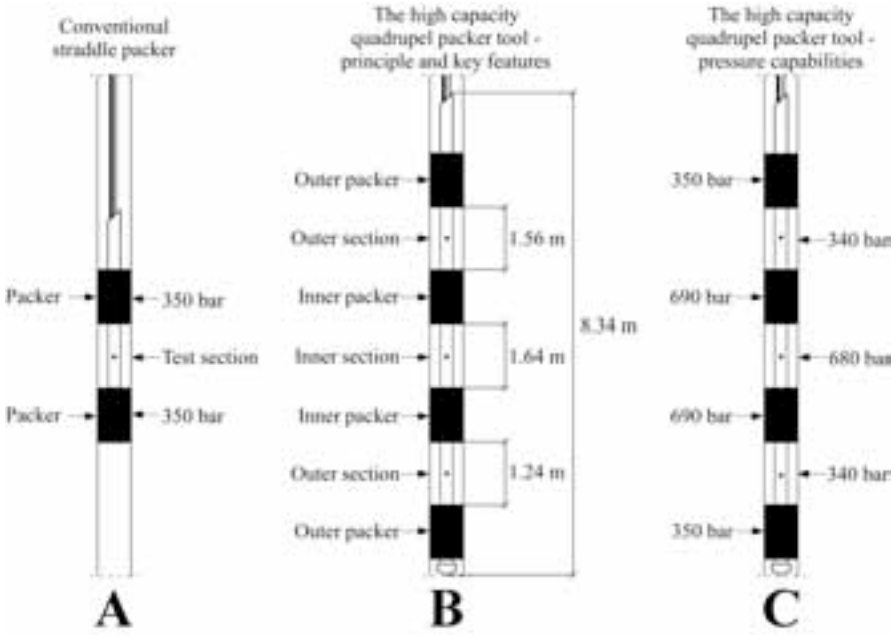
2.1. Bakgrund och kravspecifikation

Hydrauliska bergspänningsmätningar innefattar hydraulisk spräckning (HF – Hydraulic Fracturing), hydrauliska test på befintliga sprickor (HTPF – Hydraulic Tests on Pre-existing Fractures) samt membranspräckning (SF – Sleeve Fracturing). Gemensamt för alla tre är att en del av ett borrhål trycksätts varvid en ny spricka skapas, alternativt en befintlig spricka öppnas. För berganläggningar och gruvor (ej off-shore) sker undersökningsborrningen till större djup vanligen med maximalt 76 mm borrhålsdiameter. Hittills tillgänglig utrustning för hydrauliska mätningar är begränsad såtillvida att tillgängliga tryckmanschetter inte klarar mer än 35–40 MPa övertryck för 76 mm diameter. I områden med höga bergspänningar kan ett avsevärt större differentialtryck krävas för att kunna spräcka berget eller öppna en befintlig spricka. Detta gäller särskilt när grundvattenytan är avsänkt om man inte får "hjälp" från en hög grundvattenpelare. För dessa fall krävs en tryckmanschett (packer) med högre kapacitet.

Med detta som bakgrund beslutade Vattenfall Power Consultant, efter en idé från Professor Francois Cornet, och med finansiellt stöd från LKAB, att utveckla en ny sorts packer för högre packertryck. Målsättningen var att kunna ha ett dubbelt så högt packertryck för 76 mm håldiameter, och samtidigt kunna nyttja utrustningen tillsammans med Vattenfall:s övriga utrustning för hydrauliska mätningar, inklusive den s k "Mosnier tool" (Mosnier & Cornet, 1989). Den senare medger att orienteringen på initierade eller återöppnande sprickor kan bestämmas via resistivitetsmätning i borrhålet, och därmed ersätta användandet av s k avtryckspacker. Tillämpningsområdena för den nya utrustningen är mätning på stora djup i gruvor och andra områden där höga bergspänningar kan förväntas och konventionella hydrauliska metoder inte är tillräckliga.

2.2. *Vattenfall Quadruple Packer Tool* (*VQPT*)

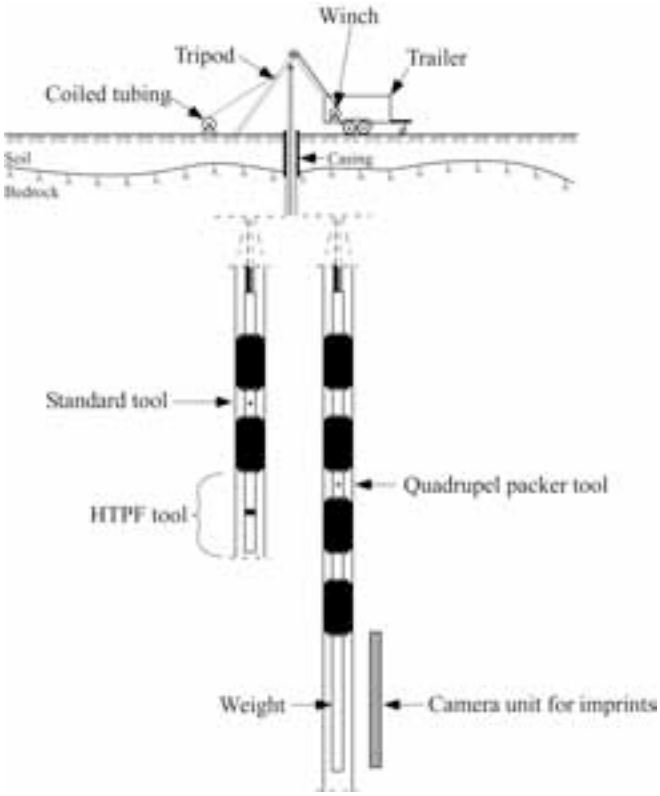
För att åstadkomma ett högre packertryck valdes en lösning med fyra stycken tryckmanschetter, i stället för som brukligt är, två tryckmanschetter, se Figur 1. Genom att trycksätta sektionen mellan de inre och yttre manschetterna reduceras differentialtrycket i de inre manschetterna. De yttre manschetterna kan trycksättas upp till ca 35 MPa (350 bar). De individuella manschetter som nyttjats är av märket TAM och har testats upp till 38 MPa differentialtryck, men vid dessa tryck kan utmattningsskador initieras och detta rekommenderas ej för långvarigt bruk. Med en trycksättning till 35 MPa erhålls ett effektivt tryck i sektionen mellan de yttre och inre manschetterna på ca 34 MPa. Trycket i sektionen mellan de inre manschetterna kan därmed höjas till ca 69 MPa (34 + 35) och i praktiken kan tester ske upp till en trycknivå på ca 68 MPa.



Figur 1 Schematisk beskrivning av: A) konventionell (enkel) tryckmanschett, samt B) & C) nyutvecklad kvadrupel-packer.

Ovanstående förutsätter att inga befintliga sprickor öppnas under trycksättning. I praktiken krävs en sprickfri testsektion, dock något längre än för en konventionell tryckmanschett. Det nya packerverktyget benämns *Vattenfall Quadruple Packer Tool (VQPT)* och hela verktyget visas i Figur 2. Kvadrupel-packern har testats i laboratoriemiljö upp till 62 MPa tryck i den inre sektionen. I fält (se avsnitt 4.2) har trycksättning gjorts upp till 42 MPa. Detta är högre än något som tidigare åstadkommits med hydraulisk spräckning i ett 76 m borrhål. En mer detaljerad beskrivning av utrustningen ges i Ask m fl (2008). Det nya packerverktyget används tillsammans med övrig utrustning för hydrauliska mätningar, se Figur 3.

Figur 2 *Vattenfall Quadruple Packer Tool (VQPT).*



Figur 3 Mätutrustning för hydraulisk bergspänningsmätningar.

Detta innefattar en MKW-1500 mätvagn med tillhörande stativ, konventionell tryckmanschett, "Mosnier tool", längdmätningsutrustning, viktmätningsutrustning, högtryckpumpar (hydraulisk upp till 400 bar, elektrisk upp till 700 bar), ventiler och styrsystem inklusive dataloggers, samt tryckslangar i stål, s k "coiled tubings" i två varianter: 3/8" med 500 bars kapacitet samt 1/4" med 1000 bars kapacitet. Före varje fältkampanjs görs en noggrann genomgång och kalibrering av alla delar av utrustningen, vilken dokumenteras skriftligt.

3 METODIK FÖR SPÄNNINGSKALIBRERING

3.1. Bakgrund

Spänningsanalyser för berganläggningar och gruvor kräver indata bl a i form av de initiala (*in situ*) spänningarna som råder i bergmassan innan utbrytning eller tunneldrivning. Bergspänningsmätningar kan ibland inte utföras i områden som kan betraktas som helt opåverkade – det kan gälla t ex i närheten av befintliga tunnlar eller brytningsområden, i områden med topografiska skillnader, eller i områden där styvheten hos bergmassan varierar. Uppmätta spänningar kan därför vara mer eller mindre påverkade, och därmed inte direkt användas som randspänningar till beräkningsmodeller.

Ett sätt att komma tillrätta med detta är att kalibrera beräkningsmodellen mot uppmätta spänningar. Det är viktigt att detta görs på ett stringent och objektivt sätt. McKinnon (2001) föreslog en metodik i vilken hänsyn tas till de eventuella effekterna av utbrytning, topografi och skillnader i materialegenskaper. Metodiken bygger på att modellanalyser görs med randspänningar motsvarande var och en av komponenterna i spänningstensorn (σ_{ij}). Genom att applicera en enhetsspänning (1 MPa) för exempelvis σ_x som randspänning och därefter göra beräkningar med modellen erhålls enhetsresponsen (för spänningar) i modellen. Detta görs företrädesvis med en tredimensionell beräkningsmodell. Genom att upprepa detta för de andra spänningskomponenterna får man en uppsättning enhets-responstensorer. I och med att elastiska analyser används kan dessa responstensorer kombineras fritt (via superpositionsprincipen) så att de kan fås att överensstämma med exempelvis utförda bergspänningsmätningar. Varje responstensor multipliceras därmed med en faktor som bestäms via lösning av överbestämt ekvationssystem (regressionsanalys). Dessa faktorer (multiplicerat med enhetsspänningen) utgör sedan den kalibrerade randspänningen i tensorform. Förfarandet illustreras principiellt för en tvådimensionell modell i Figur 4.

3.2. Teoriexempel

Metodiken för spänningskalibrering finns beskriven i detalj i McKinnon (2001). Nedan beskrivs hur metodiken kan tillämpas på ett något förenklat fall där man antar att de initiala huvudspänningarna (före brytning/drivning) är horisontellt och vertikalt orienterade, men att riktningen på horisontalspänningarna (i planet) ej är känd. Vidare antas att de vertikala spänningarna är primärt orsakade av tyngden av ovanliggande berg (d v s gravitativt betingade). Dessa antagande är rimliga för en bergmassa på relativt stort djup och där influenser från topografi kan försummas, se t ex Amadei & Stephansson (1997). Av detta följer att vi endast behöver beakta normal- och skjuvspänningskomponenterna i planet (d v s τ_{yz}=0 och τ_{xz} = 0). Vidare antas att spänningarna kan beskrivas med en spänningsekvation på formen:

$$\sigma_{ij}^{total} = \sigma_{ij}^{constant} + \sigma_{ij}^{gradient} \cdot z + \sigma_{ij}^{grav} \qquad (1)$$

där

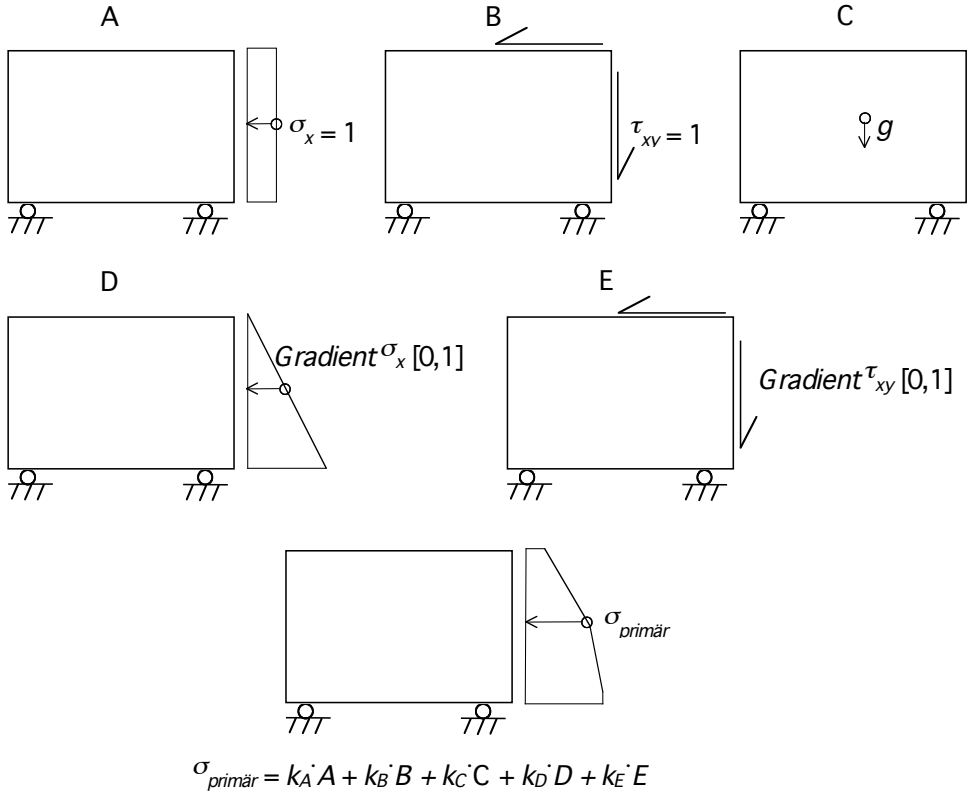
σ_{ij}^{total} = total spänning för respektive spänningskomponent [MPa]

$\sigma_{ij}^{constant}$ = konstant spänningsterm (ej djupberoende) [MPa]

$\sigma_{ij}^{gradient}$ = spänningsgradient [MPa/m],

σ_{ij}^{grav} = spänning orsakad av gravitationen (volymskraft) [MPa],

z = djup under markytan [m].



Figur 4 Principiell illustration av metodik för spänningskalibrering med enhetsspänningar applicerade på en serie av numeriska modeller, för ett tvådimensionellt beräkningsfall.

För detta förenklade fall krävs därmed följande beräkningar med enhetsspänningar:

1. $\sigma_x^{constan} = 1.0$ MPa

2. $\sigma_y^{constan} = 1.0$ MPa

3. $\tau_{xy}^{constan} = 1.0$ MPa

4. $\sigma_x^{gradien} = [0,1]$ MPa (0 vid markytan, 1 MPa vid modellbotten)

5. $\sigma_y^{gradien} = [0,1]$ MPa (0 vid markytan, 1 MPa vid modellbotten)

6. $\tau_{xy}^{gradien} = [0,1]$ MPa (0 vid markytan, 1 MPa vid modellbotten)

7. Gravitation (g = 9.81 m/s^2) applicerad i hela modellen (inga andra randvillkor).

Ovanstående spänningar appliceras som randvillkor på modellen. För att förhindra translation och rotation av beräkningsmodellen (för spänningsrandvillkor) låses ett antal punkter nära modellens ytterkanter. Var och en av ovanstående beräkningar ger som resultat enhets-responsen i modellen. För varje element/zon i modellen fås alltså beräknade värden på alla spänningskomponenterna (σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{xz}, τ_{yz}).

För att kalibrera dessa mot uppmätta spänningar kan man beräkna varje modells bidrag till en enskild spänningskomponent via superposition (giltigt för linjär-elastiska beräkningar). Följande samband kan ställas upp (här exemplifierat för σ_x):

$$\sigma_{x_calc} = A\sigma_x^{\sigma_x_constant} + B\sigma_x^{\sigma_y_constant} + C\sigma_x^{\tau_xy_constant} + D\sigma_x^{\sigma_x_gradient} + E\sigma_x^{\sigma_y_gradient} + F\sigma_x^{\tau_xy_gradient} + G\sigma_x^{gravitatio} \quad (2)$$

Här är t ex $\sigma_x^{\sigma_x_constan}$ beräknad spänning (σ_x) för modellen med randvillkoret $\sigma_x^{constan} = 1.0$ MPa (se ovan). Beräknad total spänning, σ_{x_calc}, kan sedan jämföras med exempelvis uppmätt spänningskomponent, σ_{x_meas}, varvid faktorerna A, B, C, D, E, F och G kan bestämmas genom att minimera skillnaden mellan σ_{x_meas} och σ_{x_calc}. Detta kan göras för alla komponenterna i spänningstensorn samtidigt, vilket ger ett överbestämt ekvationssystem ur vilket faktorerna A t o m G kan lösas ut. De kalibrerade randspänningarna kan sedan beräknas genom att multi-plicera applicerade enhetsspänningar med respektive faktor (A t o m G).

Det bör poängteras att metodiken är generellt tillämpbar även då ovanstående antaganden om horisontellt-vertikalt spänningsfält och ingen inverkan från topografi ej är uppfyllda. Den matematiska behandlingen blir dock något mer komplex, liksom antalet modellberäkningar som krävs.

4 PRAKTIKFALL MALMBERGET

4.1. Gruvbeskrivning

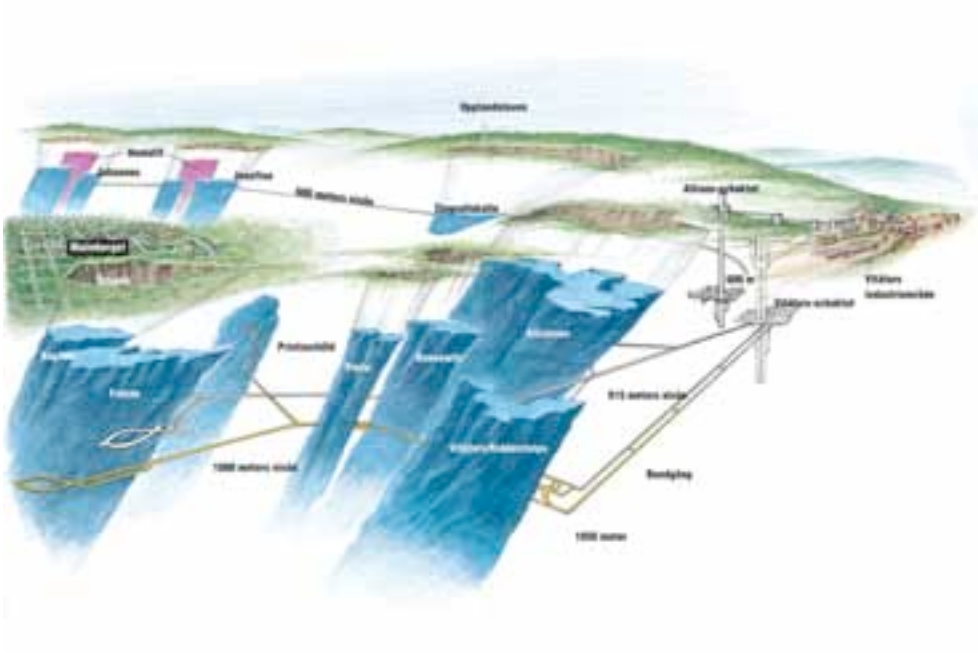
Järnmalmsgruvan i Malmberget ägs och drivs av LKAB. Gruvan ligger i samhället Malmberget, ca 70 km norr om polcirkeln, se Figur 5. Gruvbrytning i Malmberget startade i liten skala på 1600-talet. Inledningsvis bröts järnmalmen i både dagbrott och underjord, men successivt övergick brytning till renodlad underjordsbrytning i takt med ökad produktion och

storskalighet under 1900-talet. För närvarande bryts malmen med storskalig skivrasbrytning och med en hög grad av mekanisering och automation. Den årliga produktionen uppgår till ca 14 miljoner ton.

Gruvan omfattar ca 20 olika malmkroppar med varierande storlek, form och orientering, se Figur 6 och Figur 7. Av dessa bryts ca 10 malmkroppar aktivt i dag. Nuvarande huvudnivå benämns M1000 och ligger på 1000 m avv i gruvans koordinatsystem (markytan är belägen på mellan 50 och 250 m avv i samma system). En ny huvudnivå kommer att anläggas på 1250 m avv, benämnd M1250. Transport av malm från brytningsnivåerna sker via lastmaskiner som tippar malmen i bergschakt, vilka i sin tur transporterar malmen till tappfickor på huvudnivån. Från dessa transporteras sedan malmen med truck till krossanläggningar under jord och därefter (delvis via bandgång) till uppfodring med skip till ovanjordsanläggningarna (Figur 6).

Skivrasbrytningen medför att hängväggen till varje malmkropp successivt rasar in, och omfattande rasgropar har bildats på markytan. Omfattningen av raszonen under jord är dock ej helt känd. Järnmalmen i gruvan består huvudsakligen av magnetit, med relativt hög hållfasthet och styvhet. Omgivande berg innefattar magmatiska felsiska till intermediära bergarter med varierande mängd glimmermineral (främst biotit). Bergkvaliteten varierar från höghållfasthet, relativt styvt berg, till svagt, biotitrikt berg och omvandlingszoner, de senare vanligen uppträdande nära malmkropparna.

Figur 5 Karta över Sverige och läget för gruvan i Malmberget.



Figur 6 Malmkroppar samt transport- och uppfodringssystem i LKAB:s underjordsgruva Malmberget (källa: www.lkab.com).

Figur 7 Malmkroppar och lokalt koordinatsystem i LKAB:s underjordsgruva Malmberget (bilden visar malmkropparnas geometri före utbrytning).

4.2. Spänningsmätningar

Tidigare utförda (före år 2007) bergspänningsmätningar i Malmberget har innefattat överborrningsmätningar i både störda och ostörda områden. Resultaten har sammanställts och tolkats av Sandström & Nordlund (2004). Mätresultaten uppvisade stor spridning vad gäller såväl magnituder som riktningar, vilket tolkades vara en effekt av skiftande geologi samt viss osäkerhet vad gäller mätdatas kvalitet.

Under 2007 genomfördes nya bergspänningsmätningar med hydraulisk metod där den nyutvecklade utrustningen med kvadrupel-packer nyttjades. Mätningar utfördes i borrhål B59 vilket borrades mot planerat läge för uppfordrings- och krossanläggningen på den nya huvudnivån M1250. Borrhålet ligger mellan malmkropparna Vitåfors/Ridderstolpe, Parta och Dennewitz (jmf Figur 6). Bergkvalitén i borrhålet var överlag bra med *RMR* > 70 för större delen av borrhålet, och speciellt mot djupet. Bergförhållanden bedöms vara representativa för huvuddelen av bergmassan i Malmberget (med undantag för svaga zoner närmast malmkropparna).

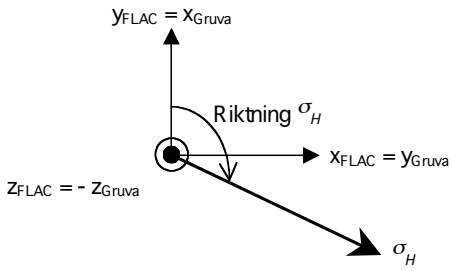
Totalt genomfördes 9 lyckade tester (HF & HTPF) vilka kunde nyttjas för att bestämma spänningstillståndet på två nivåer i borrhålet. Resultaten sammanfattas i Tabell 1 och Tabell 2, där riktningar även angetts relativt koordinataxlar för beräkningsmodell (avsnitt 4.3). Mätnivå 2 (1300 m nivå) gav en oberoende lösning och bedöms som den mer tillförlitliga av de två. Vertikalspänningen kunde ej mätas direkt för mätnivå 1 utan antogs vara lika med tyngden av ovanliggande berg (0.0264 MPa/m; också indikerat från mätnivå 2) vid beräkningen för mätpunkt 1.

Tabell 1 Resultat från bergspänningsmätning med hydraulisk metod i Malmberget. Riktning och nivåer angivna relativt gruvans x-axel (y-axel i $FLAC^{3D}$, se Figur 8).

Mätnivå	Nivå [m avv]	σ_H [MPa]	σ_h [MPa]	Riktning σ_H [°]
1	1170	49.6	23.9	128
2	1300	40.8	22.1	137
Medelvärde	-	45.1	23.1	132

Tabell 2 Resultat från bergspänningsmätning med hydraulisk metod omräknat i tensorkomponenter i lokalt koordinatsystem för $FLAC^{3D}$-modellen (se Figur 8).

Mätnivå	Nivå [m avv]	σ_x [MPa]	σ_y [MPa]	τ_{xy} [MPa]	σ_z [MPa]
1	1170	39.9	33.6	-12.5	26.4
2	1300	30.8	32.1	-9.3	29.8
Medelvärde	-	35.3	32.9	-10.9	28.1



Figur 8 Definition på riktning för uppmätt horisontalspänning.

4.3. Beräkningsmodell

Det stora antalet malmkroppar i Malmberget, och dessas tredimensionella karaktär (se Figur 6 och Figur 7) kräver en tredimensionell beräkningsmodell för att på ett korrekt sätt kunna beräkna brytningsinducerade spänningar i bergmassan. Genom att konstruera en global modell, där alla malmkroppar inkluderas, är det möjligt att direkt beräkna inducerade spänningar i vilken punkt som helst i bergmassan i MUJ. Denna modell kan således användas både för spänningskalibrering och (när kalibrerade randspänningar applicerats) för spänningsanalyser av nuvarande och planerad framtida gruvbrytning.

I detta arbete valdes att konstruera en beräkningsmodell i det tredimensionella finita differensprogrammet *FLAC*^{3D} (Itasca, 2006a). Beräkningsalgoritmen för detta program bedömdes vara robust och ge god noggrannhet, och ett flertal olika materialmodeller (såväl elastiska som plastiska) kan användas. Programmet är främst lämpat för rena kontinuum-analyser, men enstaka sprickor kan också inkluderas. För detta fall bedömdes dock ej detta som nödvändigt.

En svårighet med *FLAC*^{3D} har varit att simulera komplicerade geometrier, vilket i viss utsträckning hindrat dess tillämpning på denna typ av tillämpade problem. Sedan ett par år tillbaka finns dock en nyutvecklad pre-processor för *FLAC*^{3D} tillgänglig. Pre-processorn *3DShop* (Itasca, 2006b) medger att beräkningsnät för mycket komplexa geometrier kan genereras, vilket öppnade möjligheter för tillämpning på Malmberget. En viktig beståndsdel är den vidareutveckling av *FLAC*^{3D} som medger att tetraedriska beräkningselement kan användas. Dessa element gör det mycket lättare representera en komplex geometri (med såväl konkava som konvexa ytor), jämfört med då endast polyedriska element används. För tetraedriska element finns även en ny beräkningsalgoritm för plastiska analyser, s k "Nodal Mixed Discretization" (Detournay & Dzik, 2006), vilken kompenserar för det överstyva beteende som tetraedriska element normalt ger vid plastiskt flöde. En funktion för att skapa tetraedriska element har nyligen också implementerats i pre-processorn *3DShop*.

Även med ovanstående verktyg till buds, krävs förenklingar av geometri och materialmodeller. I detta skede valdes att endast utföra linjärelastiska analyser, och med ett begränsat antal bergtyper (endast malm och sidoberg). Eventuell påverkan av skillnader i egenskaper mellan olika sidobergarter måste analyseras separat (eller i en ytterligare förfinad modell).

De femton största malmkropparna i gruvan inkluderades i modellen (övriga är små och/eller ingår/ligger nära dessa större malmkroppar). I beräkningsmodellen valdes att simulera tre brytningssteg, motsvarande dagens situation (år 2006/2007), 2015 års brytningsläge, samt brytning till 1250 m nivå för kvarvarande malmkroppar. Brytning till 2015 års läge valdes eftersom nya huvudnivån (M1250) då är anlagd och varit i drift några år, och att spänningarna vid denna tidpunkt kan anses motsvara en medelbelastning för M1250:s planerade livslängd.

För att erhålla en rimlig (och beräkningsbar) geometri gjordes följande förenklingar och antaganden:

- Malmkropparnas geometri representerades som ett antal horisontella plansektioner. I varje sådan sektion förenklades geometrin till en polygon med ungefär samma tvärsnittsarea och utsträckning som verklig malmgeometri.

- Rasgroparnas geometri representerades som tvärsektioner på markytan och med verklig topografi (d v s i tre dimensioner). Varje sådan sektion representerades som en polygon.

- Öppna rum (tidigare skivpallbrytning) underjord representerades som ett antal horisontella plansektioner. I varje sådan sektion förenklades geometrin till en polygon med ungefär samma tvärsnittsarea och utsträckning som verkligt rum enligt inmätningar.

- Tvärsektioner av rasgrop och brytningsnivåer för respektive malmkropp sammanbands med räta linjer (plan i rymden), eftersom ingen information om rasbergets utsträckning fanns tillgänglig.

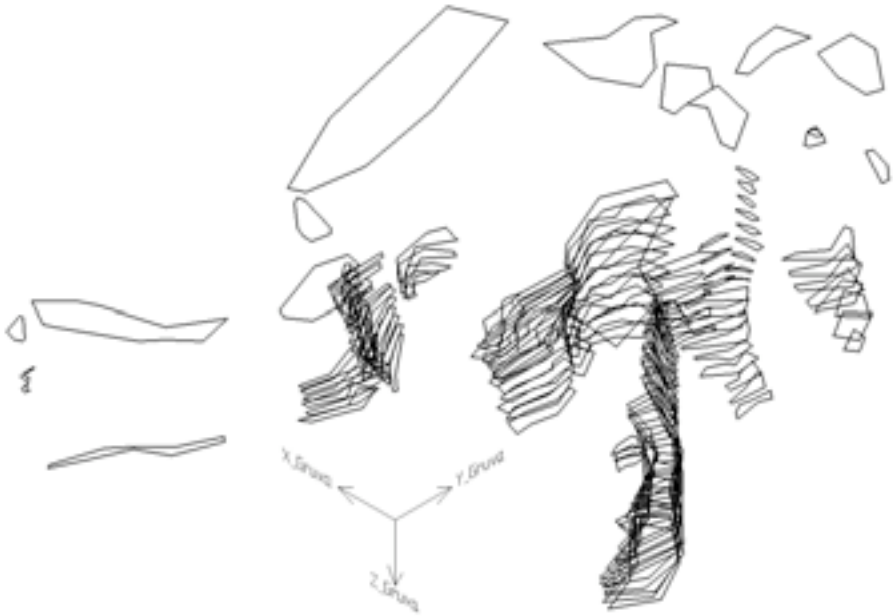
- Topografin (markytan) har modellerats utifrån befintlig topografisk information vilken sedan triangulerats (och därmed förenklats något).

Den förenklade geometrin med horisontella tvärsektioner visas i Figur 9. Med hjälp av preprocessorn *3DShop* skapades solidmodeller för varje malmkropp och brytningssteg. Vidare skapades en yttre begränsning motsvarande modellens ränder. Modellstorlek valdes baserat på tidigare erfarenheter från analyser av stora dagbrott (Sjöberg, 1999), vilket gav en modellstorlek på 10300 x 6400 x 2400 m (varierande markyta), se också Figur 10.

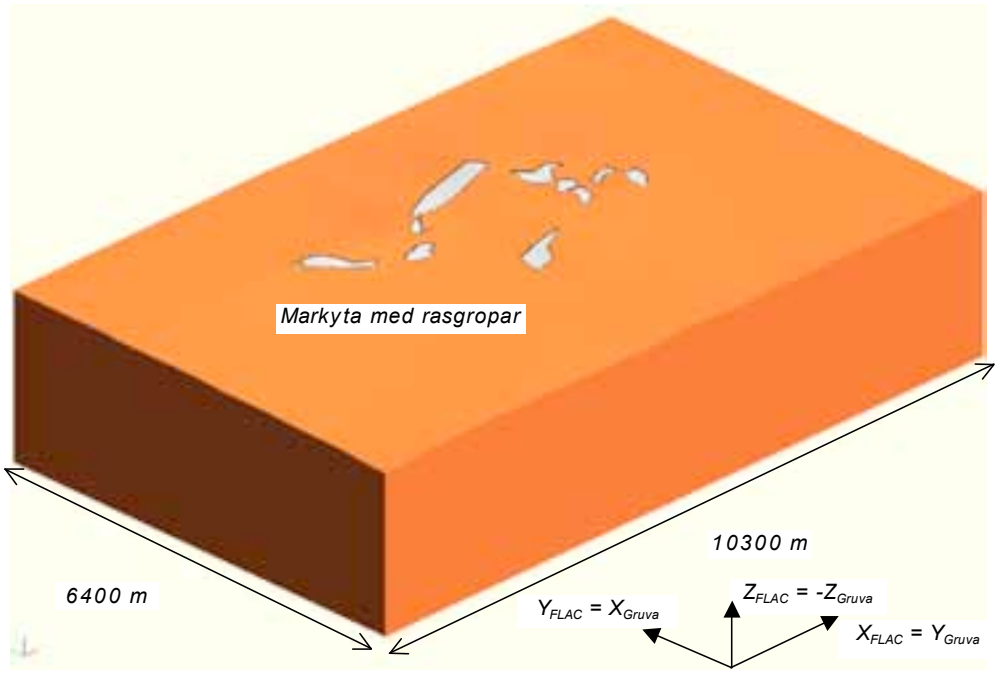
Utifrån denna geometri gjordes en diskretisering till finita differens-zoner vilka sedan kunde importeras till $FLAC^{3D}$. Den komplexa geometrin och det stora antalet malmkroppar gjorde att s k tetraedriska element krävdes. Tester med olika detaljeringsgrad vad gäller antal och storlek på element utfördes. I Figur 11 visas den mest förfinade av dessa modeller.

4.4. Spänningskalibrering

Den tredimensionella beräkningsmodellen nyttjades för spänningskalibrering och med användande av metodiken beskriven tidigare. Kalibrering gjordes enbart mot de senast (2007) utförda spänningsmätningarna, eftersom dessa bedömdes vara mest tillförlitliga. I detta fall gjordes antagandena att de initiala huvudspänningarna var horisontellt och vertikalt orienterade, samt att de vertikala spänningarna primärt är gravitativt betingade, d v s som beskrivits i avsnitt 3.2. Beräkningar med enhetsspänningar gjordes för två olika modeller med något annorlunda beräkningsnät (elementindelning). Resultaten var mycket likartade för bägge modellerna. Vidare utfördes kalibrering, dels mot var och en av mätnivåerna, dels mot medelvärdet av båda nivåerna (se Tabell 1 och Tabell 2). Det var ej meningsfullt att kalibrera mot de enskilda värdena från de två mätnivåerna samtidigt eftersom detta ger en negativ spänningsgradient (uppmätt spänning på 1300 m nivå är lägre än uppmätt spänning på 1170 m nivå), vilket ej bedömts som realistiskt.

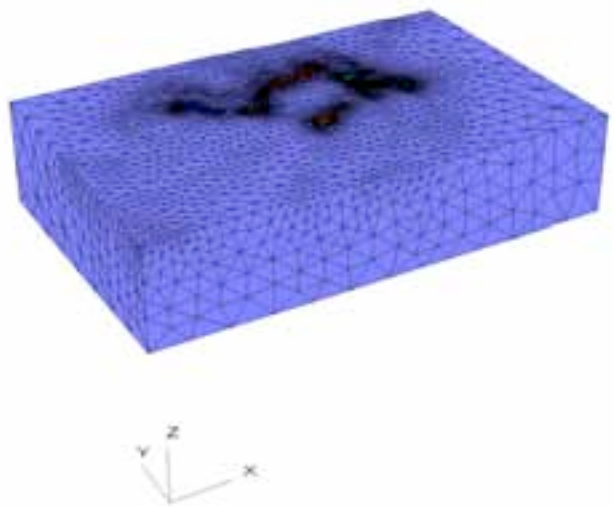


Figur 9 Förenklad geometri (plansektioner) för malmkroppar i Malmberget.

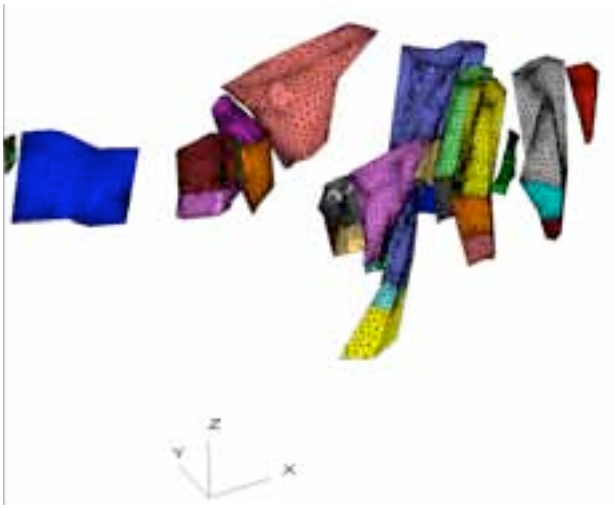


Figur 10 Solidmodell skapad i *3DShop* för alla malmkroppar i Malmberget inklusive yttre modellränder.

a)



b)



Figur 11 Beräkningsmodell i *FLAC*^{3D} för Malmberget: a) hela modellen, b) endast malmkroppar (olika färger för olika brytningssteg i samma malmkropp).

Resultaten av spänningskalibreringen visade att de konstanta termerna var genomgående små och kan därmed med god noggrannhet kunde försummas. Graviationstermen var också nära 1.0 för alla fall och man kan därmed anta att de vertikala spänningarna enbart är gravitativt betingade. Det förefaller rimligt att ansätta $g = 9.81$ m/s^2. Sett till osäkerheter i mätningar samt det faktum att beräknade spänningar i *FLAC*^{3D}-modellen inte är på exakt samma position som utförda mätningar (beroende på zonstorlekar etc) ter det sig rimligt att använda medelvärden på utförda mätningar att kalibrera mot. Sammantaget gav detta således följande kalibrerade randspänningar:

$\sigma_x^{gradient} = 0.02784$ [MPa/m],

$\sigma_y^{gradient} = 0.02501$ [MPa/m],

$\tau_{xy}^{gradient} = -0.00907$ [MPa/m],

eller

$\sigma_H = 0.0356z$,

$\sigma_h = 0.0172z$,

där σ_H har riktningen 130.6° medurs från lokalt norr (y-axel i *FLAC*, x-axel i gruvan, jmf Figur 8), och z är djupet under markytan (i meter). Kalibrerade spänningar skiljer sig något i såväl riktning som storlek från uppmätta spänningar, vilket indikerar en viss påverkan från brytning, densitetsskillnader och topografi, vilket beräkningsmodellen kunnat ta hänsyn till.

4.5. Tillämpningar med kalibrerad beräkningsmodell

De kalibrerade randspänningarna har använts för spänningsanalys med den tredimensionella beräkningsmodellen. Beräkningar utfördes för alla tre definierade brytningssteg i modellen, och utvärderades med avseende på spänningar runt malmkropparna. Nedan presenteras några exempel på resultat. Det bör noteras att alla tryckspänningar är negativa i nedanstående figurer.

Exempel på beräknade spänningar på randen av de utbrutna områdena visas i Figur 12 och Figur 13 (största och minsta huvudspänning) – i detta fall för 2006 års brytningsläge. Dessa är projicerade värden eftersom *FLAC*^{3D} beräknar spänningar i mittpunkterna på varje element, och ej direkt på randen av utbrutna områden. En koncentration av tryckspänningar uppkommer i ändarna av respektive malmkropp, och tydlig avlastning kan observeras i hängväggarna. Detta är förväntat beteende, men har inte kunnat kvantifieras via tvådimensionella analyser av denna gruvgeometri. Modellen har också använts för att beräkna spänningar i läget för kritiska anläggningar på planerad ny huvudnivå (M1250). Beräknade spänningar har dessutom nyttjats för att bedöma risken för seismiska händelser, s k "fault slips" orsakade av brytningsinducerade spänningsförändringar, vilket dock ej redovisas här.

Figur 12 Beräknad största huvudspänning (σ_1) på randen av utbrutna områden för brytning motsvarande 2006/2007 års läge (hela modellen visad).

Figur 13 Beräknad minsta huvudspänning (σ_3) på randen av utbrutna områden för brytning motsvarande 2006/2007 års läge (hela modellen visad).

5 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

I denna artikel har en ny teknik för bergspänningsmätningar på stort djup beskrivits, inklusive dess tillämpning på ett praktikfall (LKAB:s gruva i Malmberget). Den nyutvecklade "kvadrupel"-packern för 76 mm borrhålsdiameter har kunnat trycksättas till 42 MPa i fältmiljö (62 MPa i laboratoriemiljö) och visat sig fungera praktiskt vid fältmätningar. Detta medger mätning av högre spänningar i gruvmiljö än vad som tidigare varit möjligt. Utrustningen kräver dock längre sprickfri sektion i ett borrhål än konventionell utrustning, vilket kan begränsa dess tillämpbarhet i vissa avseenden.

Tillsammans med utförd spänningskalibrering har ovanstående mätningar gett en mer tillförlitlig spänningsmodell för gruvan i Malmberget. Metodiken för spänningskalibrering med enhetsspänningar i tensorform fungerade också väl i praktiken. Metodiken är användbar även för framtida spänningskalibrering (när fler mätningar finns tillgängliga). Med hjälp av denna metodik är det också möjligt att göra mätningar närmare befintliga malmkroppar och ta hänsyn till den spänningspåverkan som eventuellt uppkommer därav, i tillägg till att hänsyn tas till skillnader i materialegenskaper (malm-sidoberg). Beräkningstiderna för dessa analyser är mycket rimliga.

Den globala tredimensionella modellen som utvecklats i detta projekt utgör en förenkling av verkliga förhållanden vad gäller malmkropparnas och rasbergets verkliga geometri. De förenklingar som gjorts har varit nödvändiga för att erhålla en hanterbar modell. Med nyttjande av pre-processering har det dock varit möjligt att erhålla en volymmässigt god approximation av malmgeometrin. Modellen bedöms ge en god representation av den generella spänningssituationen runt malmkropparna i Malmberget, men är för grov för att kunna ge en detaljerad bild av spänningarna nära en viss malmkropp (t ex i läget av en fältort). För att kunna beräkna spänningarna för detta fall krävs en regional modell (mitt emellan global och lokal modell i skala) där randspänningar tas från den globala modellen. En sådan modell kan t ex omfatta en eller ett par malmkroppar, beroende på spänningssituationen och påverkan sinsemellan malmkropparna.

ANSLAGSGIVARE OCH TACK

Arbetet som presenterats i denna artikel har finansierats i sin helhet av LKAB. Ett särskilt tack riktas till Linda Jacobsson, LKAB, för projektledning samt hjälp att ta fram brytnings-geometrier som indata till beräkningsmodellen. Reza Taghavi, Itasca Consulting Group, Inc., stöttade med support för *3DShop* och hjälp att generera beräkningsnätet. Ett tack riktas också till projektets referensgrupp bestående av Torbjörn Naarttijärvi, Christina Dahnér-Lindkvist, Lars Malmgren och Tomas Savilahti, alla vid LKAB.

REFERENSER

Amadei, B. & Stephansson, O. 1997. ***Rock Stress and Its Measurement***. London: Chapman & Hall.

Ask, D., Cornet, F.H., Fontbonne, F., Nilsson, T., Jönsson, L. & Ask, M.V.S. 2008. New high-capacity quadruple packer tool for hydraulic stress measurements in mines and high-stress areas. Submitted for publication in *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*

Detournay, C. & Dzik, E. 2006. Nodal Mixed Discretization for tetrahedral elements. ***Proceedings 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics*** (eds. Hart, R. & Varona, P.), Paper: 07-02, ISBN 0-976577-0-2.

Itasca. 2006a. ***FLAC^{3D}. Version 3.10. Manual***. Minneapolis: ICG.

Itasca. 2006b. ***3DShop. Version 2.8.0. Manual***. Minneapolis: ICG (tillgänglig on-line: http://itascacg.com/pdf/flac/f3dmanual_3dshop.pdf)

McKinnon, S. D. 2001. Analysis of stress measurements using a numerical model methodology. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, ***38***, pp. 699-709.

Mosnier, J. & Cornet, F. H. 1989. Apparatus to provide an image of the wall of a borehole during hydraulic fracturing experiments. ***Proc. 4th Europ. Gepth., Update – Int-Sem (Florence)***, pp. 205–212. Dordrecht: Kluwer.

Sandström, D. & Nordlund, E. 2004. *Analys av det primära spänningstillståndet i LKAB Malmberget.* Ltu rapport till LKAB, 2004-05-18.

Sjöberg, J. 1999. *Analysis of large scale rock slopes.* Doctoral thesis 1999:01, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, 682 p.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2008

EN NY BOLT TILPASSET STORE FJELLDEFORMASJONER OG BERGSLAG

A new rock bolt adapted to large rock deformation and rock burst

Dr. Ing. Charlie C. Li, NTNU

SAMMENDRAG

En ny energi-absorberende fjellbolt, såkalt D-bolt, blir presentert i foredraget. D-bolten består av en glatt stålstang med flere anker som fordeles langs lengden av bolten. Bolten er fullstøpt i hullet. Boltseksjoner mellom ankrene deformerer seg og absorberer deformasjonsenergi når de utsettes for belastning. D-bolten er karakterisert av dens store last- og deformasjonskapasitet. D-boltens forankring er mer pålitelig enn de andre energiboltene på grunn av dens multi-punkts forankringsmekanisme.

SUMMARY

A new energy-absorbent rock bolt, so-called D-bolt, is presented in the article. D-bolt consists of a smooth steel bar with a few anchors distributed along the length of the bolt. The bolt is fully grouted in the borehole. Bolt sections between the anchors elongate and absorb deformation energy when subjected to loading. The D-bolt is characterised by its large load-bearing and deformation capacities. The anchoring of the D-bolt is more reliable than other ductile rock bolts because of its multi-point anchoring mechanism.

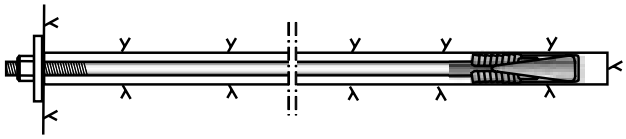
1. INNLEDING

Styrke er i visse situasjoner den viktigste spesifikasjonsparameteren for en fjellbolt. Det er riktig når det gjelder bergsikring i en lavspenningsbergmasse der hovedfunksjonen av bolten er å holde løse bergblokker på plass. I bergmasser som er hardt belastet av in-situ bergspenninger kan berget deformere seg mye eller gå i voldsomme brudd. I et slikt fall er det ønskelig at boltene må både være sterke og deformerbare. Det betyr at bolten bør oppta en mye større mengde av deformasjonsenergi ved bruddet enn konvensjonelle bolter, f. eks. kamstål. D-bolten er en ny innovativ energibolt som oppfyller kravet. D-bolten består av en glatt stålstang med anker som fordeles langs boltens lengde. Bolten er fullstøpt i hullet. Boltseksjoner mellom ankerene deformerer seg og absorberer deformasjonsenergi når de utsettes for belastning. Resultatene av både laboratorie- og feltforsøk av D-bolten er presentert i artikkelen. D-bolten er også sammenliknet med de konvensjonelle boltene med hensyn til deres oppførsel.

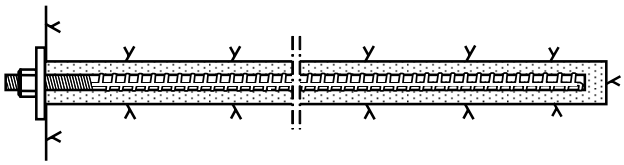
2. TEKNOLOGIBAKGRUNN

2.1 Tradisjonelle fjellbolter

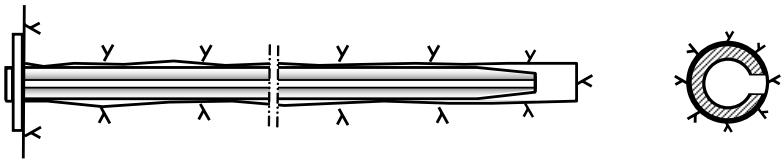
Tradisjonelle fjellbolter kan deles inn i tre typer. Mekanisk ekspansjonsbolt, fullimt kamstålsbolt og friksjonsbolt, se Figur 1. De tre typer bolter responderer forskjellig på belastning, se Figur 2. Kamstålsbolt er den sterkeste, men også stiveste blant dem. Det betyr at kamstål kan bære stor last, men kun oppta en liten deformasjon før brudd. En sementlimt kamstål tåler kun en sprekkeåpning av omtrent 3 cm. Friksjonsbolt Split Set har en lav lastbærende kapasitet, men kan oppta en svært stor forskyvning. Ekspansjonsbolt har både relativt høye last- og forskyvningskapasiteter, men dets forankring er ikke alltid pålitelig. Forankring av ekspansjonshylsen kan løsne på grunn av mekaniske forstyrrelser eller av bergforvitring.



(a) Type 1: Ekspansjonsbolt

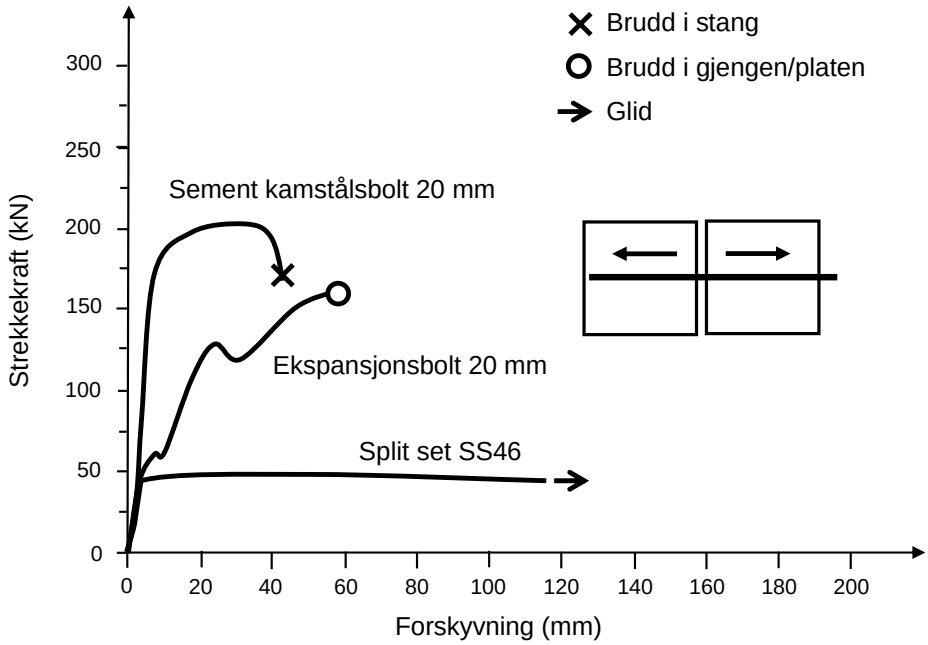


(b) Type 2: Fullimt kamstålsbolt



(c) Type 3: Friksjonsbolt Split set

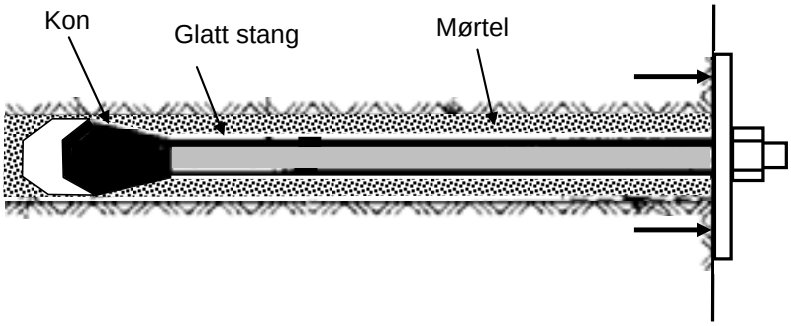
Figur 1. Tre typer konvensjonelle fjellbolter.



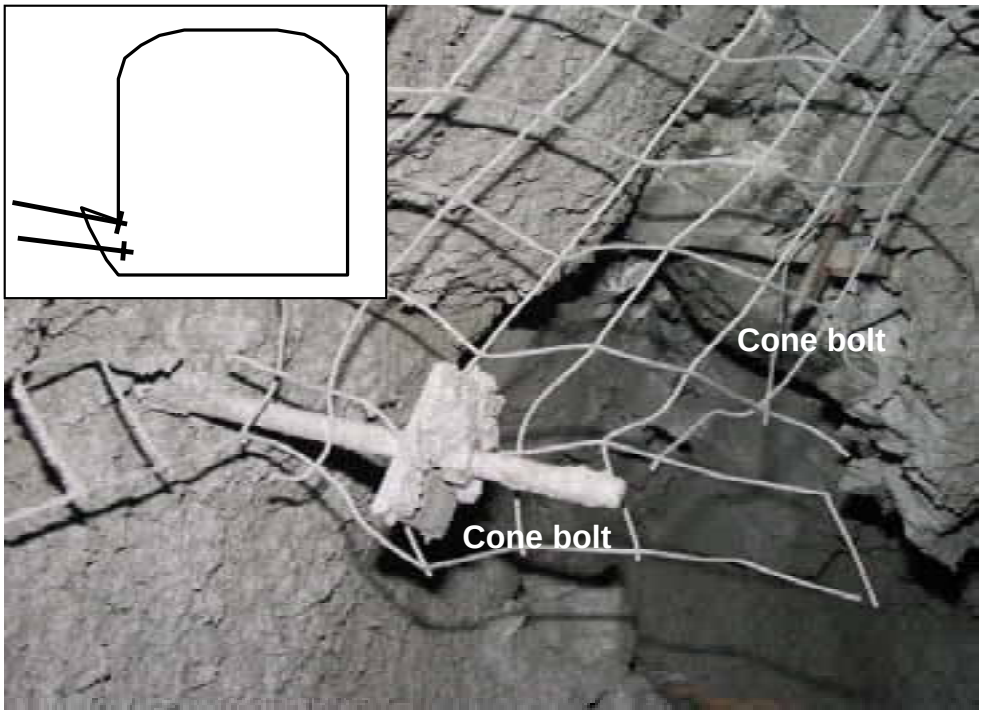
Figur 2. Strekkraft- og forskyvningskapasiteter av tre typer bolter. (Stjern, 1995; Dahle og Larsen, 2006)

2.2 Eksisterende energibolter

Både boltens last- og forskyvningskapasiteter må være store for å kunne garantere en tilfredsstillende bergsikring. Man ønsker en type bolt som har en kraftkapasitet lik kamstål, men også har en forskyvningskapasitet lik Split Set. En slik bolt kalles duktil bolt eller energibolt. Slike bolter kan absorbere betydelig mer deformasjonsenergi enn de konvensjonelle boltene. Siden 1990-tallet er det er satset store ressurser i gruvebransjen for å utvikle slike bolter. Konbolten er en av få energibolter som brukes i dag. se Figur 3. Konbolten er fullimt i borehullet og faktisk forankret i fjellet i to punkter, konen og platen. Konen blir dratt og pløyer i støpemørtelen under en høy og konstant strekkekraft. Feltforsøk har vist at konbolten fungerte bra i en svært deformert bergmasse (Li og Marklund, 2004), men det viser også at det er en stor risiko for at bolten taper sikringsfunksjon hvis berg bak platen faller ned, se Figur 4. Det betyr at forankringen til konbolten har en lav pålitelighet. Lav pålitelighet gjelder til alle de eksisterende energiboltene fordi de som konbolten har en topunkts forankring i hullet.



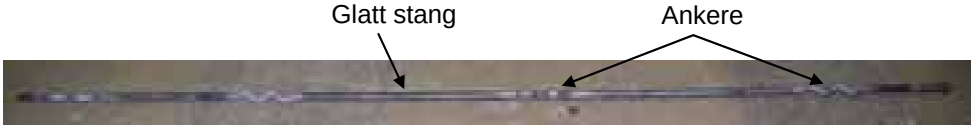
Figur 3. Skisse av konbolten.



Figur 4. To konbolter som tapte sikringsfunksjon på grunn av nedfall bak bolteplaten.

3. D-BOLT

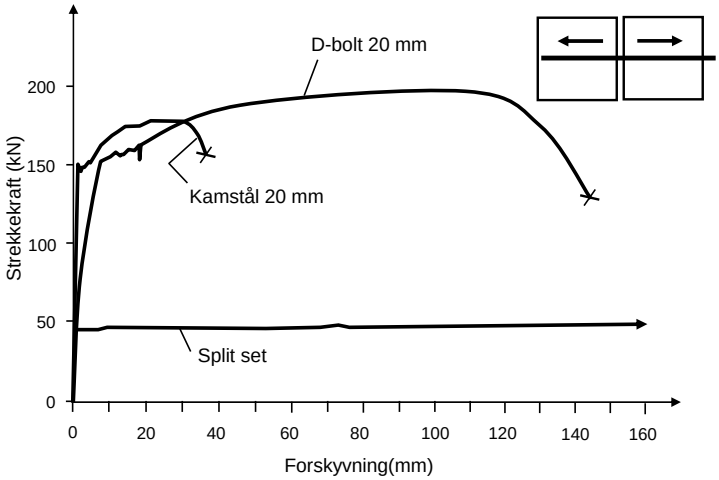
D-bolt er en ny type energibolt som er forskjellig fra de andre idet D-bolt er forankret i hullet på flere punkter, se Figur 5. D-bolten er fullstøpt i hullet. Den kan oppta like stor kraft og forskyvning som konbolten, men den har en mer pålitelig forankringsmekanisme. Hver seksjon mellom ankerene opptar selvstendig kraft og deformasjon. Brudd i en seksjon skulle ikke påvirke de andre seksjonene av bolten.



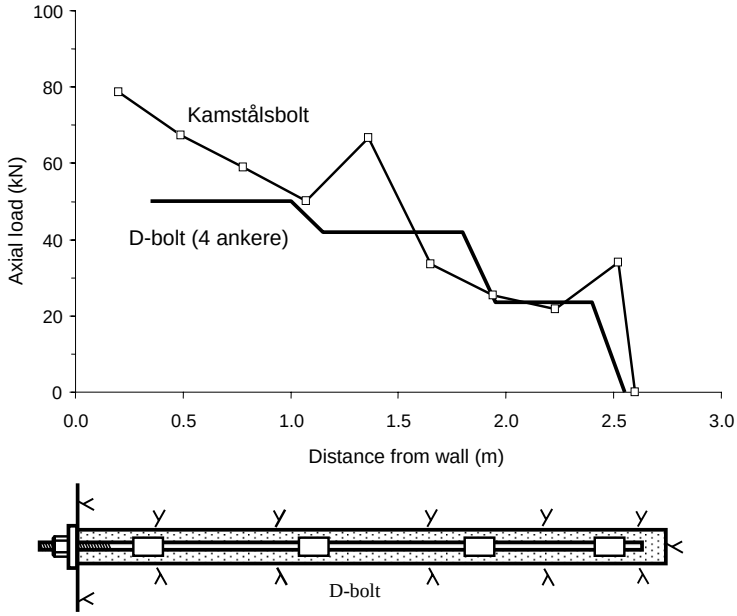
Figur 5. Prototyp D-bolt som har fire ankere.

Figur 6 viser resultatet av strekkeprøving for den første seksjon (75 cm lang) av en 3-seksjoners D-bolt. Resultatene av kamstålsbolt og Split Set vises også i diagrammet for sammenligning. D-bolten bærer like stor kraft som kamstålsbolten, men tåler omtrent 4 ganger deformasjonen sammenlignet med kamstålsbolten ved åpning av en enkel sprekk. En 3-m lang D-bolt, har en total effektive stanglengden som kan deformerer seg er mellom 2 og 2.4 m, som er avhengig av formen av ankerene. Da er den totale deformasjonsevnen av D-bolten regnes til over 30 cm. Det bør understrekes at en stor deformasjonsevne ikke mener ”myk”. Denne deformasjonen skjer ved en høy strekkekraft. Her betyr den at bolten opptar en stor mengde energi. Derfor er D-bolt en energiabsorberende bolt.

Feltforsøk er utført i Kristinebergsgruven i Sverige i 2008. Gruven er utsatt for stor bergdeformasjon på grunn av svakt berg og høye bergspenninger.



Figur 6. Resultat av strekkeprøving for D-bolt, Kamstål og Split set. OBS: Kurven av D-bolten er for en seksjon av 75 cm mellom to ankere.



Figur 7. Belastning av en D-bolt og en kamstålsbolt installert i en dyp metallgruve. Begge boltene er 20 mm i diameter og 2.7 m lang.

4. KONKLUSJON

D-bolten er forankret i flere punkter i borehullet. Stangseksjonene mellom ankerene er frikoblet fra støpemørtelen slikt at de kan frideformere seg når utsatt for belastning.

Forankringsmekanismen i flere punkter gjør D-bolten sikrere enn de andre topunkts forankrede energiboltene. De enkelte seksjoner i D-bolten sikrer fjellet selvstendig. Hvis en av seksjonene går i brudd fungerer de andre som vanlig.

D-bolten er karakterisert av dens høye lastbærende kapasitet, tilsvarende kamstålsbolten, og dens store deformasjonsevne. D-bolten absorberer en stor mengde energi før brudd.

REFERANSER

Dahle, H. og Larsen, T. 2006. Fullskala strekke- og skjærforsøk av 5 typer bergbolter. SINTEF rapport, Trondheim.

Li, C.C. og Marklund, P.-I., 2004. Fältförsök med konbulten i Bolidens gruvor. Bergmekanikkdagen, Oslo, 35.1-12.

Stjern, G. 1995. Practical performance of rock bolts. Doctoral thesis, NTH, University of Trondheim.

Partnere ved Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen 2008

Gullsponsorer:

BASF
The Chemical Company
www.basf-cc.no

ORICA MINING SERVICES
www.oricaminingservices.com

Sølvsponsorer:

RESCON MAPEI

LNS

Arrangør
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund
ISBN: 978-82-8208-010-1

www.hellgratisk.no