2001

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

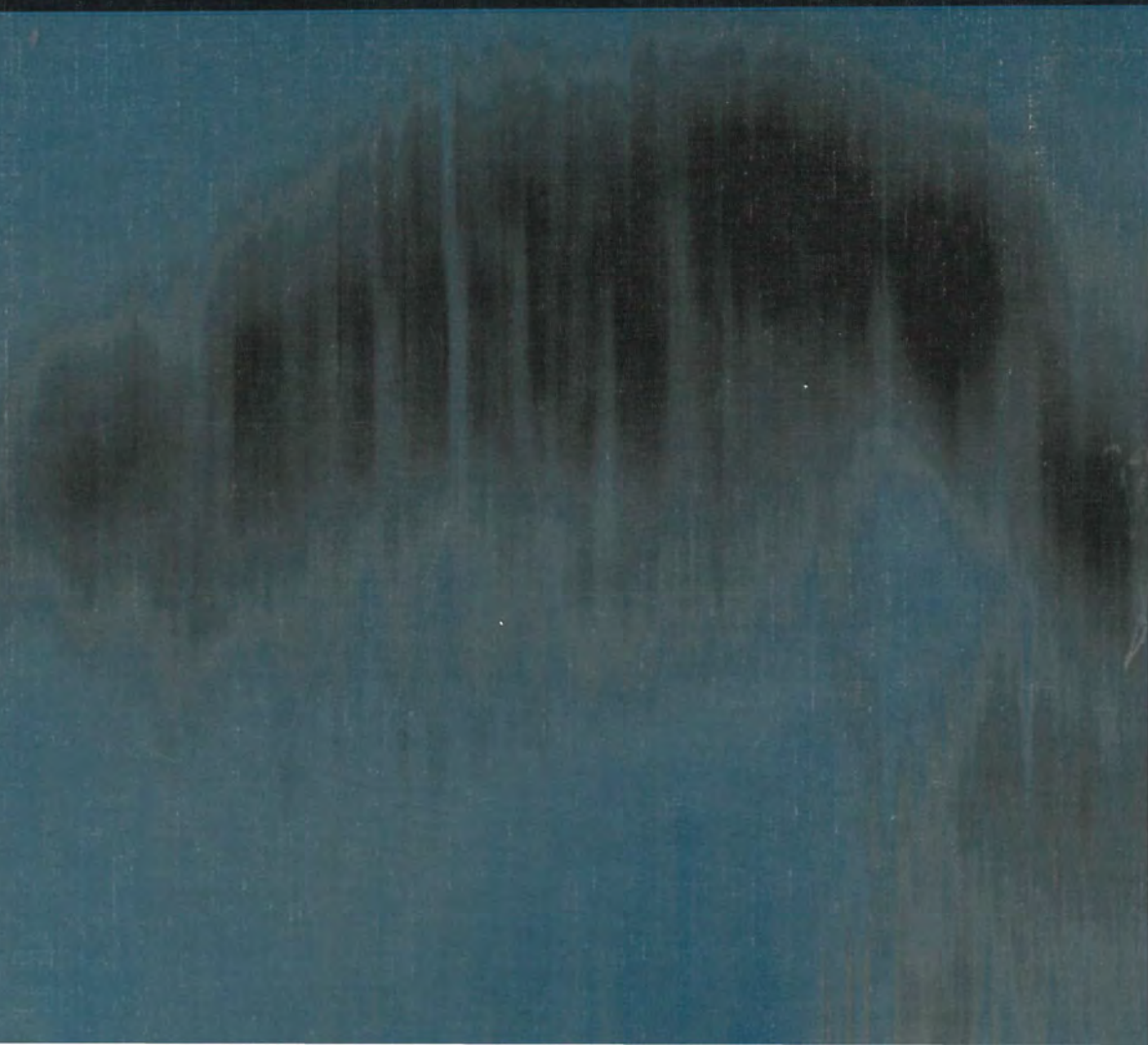
Oslo, 22 november 2001

BERGMEKANIKKDAGEN

Oslo, 23 november 2001

GEOTEKNIKKDAGEN

Oslo, 23 november 2001



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 22 november 2001

BERGMEKANIKK

Oslo, 23 november 2001

GEOTEKNIKK

Oslo, 23 november 2001

Hovedarrangør:
NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjonen:
Bjørn Nilsen, Hans Fritzvold, Eystein Grimstad, Knut R. Berg

© FORFATTERNE, 2001

Trykk: Helli Grafisk AS
Bind: Helli Grafisk AS
ISBN: 82-91341-47-8

Fjellsprengningskonferansen
22. november 2001
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
23. november 2001
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
23. november 2001
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

Hovedarrangør: *Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 22. og 23. november 2001.

Årets arrangement er det 39. 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 konferanse er fastlagt og godkjent av foreningens 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

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 2001

Torsdag 22 november

Møteleder:		Professor dr. ing. Bjørn Nilsen Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU
0900	(1)	**Åpning - Utdeling av årets gullfeisel** Produksjonsdirektør Bjørn Selnes, Statens vegvesen Vegdirektoratet Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
0915	(2)	**Anleggsbransjen i Norge – trenger vi den?** Konserndirektør Ole Arnfinn Opsahl, Veidekke Leder av anleggsutvalget i Entreprenørforeningen Bygg og Anlegg (EBA)
0950	(3)	**Tunneldriving på Gran Canaria** Prosjektleder John Ivar Fagermo Scandinavian Rock Group
1010		**Pause**
1030	(4)	**Undersjøisk tunnel, Færøyene** Anleggsleder Svein Erik Kristiansen NCC Tunnelling
1050	(5)	**Alptransit Gotthard – Tunnel construction challenges for the world's longest rail tunnel** Felix Amberg, M.Sc Amberg Consulting Engineers Ltd, Switzerland
1110	(6)	**T-bane ringen - utfordringer med berg og vann** Prosjektleder Tormod Stigen Veidekke ASA
1130	(7)	**Historisk kvarter – Från handborring til datarigg Bergborring under 100 års utveckling** Senior Construction Adviser Gunnar Nord, Atlas Copco AB
1200		**Lunsj**
Møteleder:		Sivilingeniør Per Bollingmo, Noteby AS
1300	(8)	**Prosjekter i regi av NFF's Utviklingskomité** Siv.ing. Jan Lima, Statens vegvesen Vegdirektoratet
1325	(9)	**Gruvedrift i vegløse Raubergvik** Bergingeniør Vegard Løwø Industrimineraler A/S
1345	(10)	**Tunneler for fremføring av infrastruktur** Sivilingeniør Pål Henriksen Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU
1405	(11)	**Utdriving og sikring av samferdselstunneler med TBM. Krav, muligheter og tilpasning til geologiske forhold** Dr. ing. Olav T. Blindheim Dr. O.T. Blindheim Ltd
1425		**Pause**

1445 (12) **Forskrifter for bruk av sprengstoff, plassering av ansvar**
Fagansvarlig eksplosiver Hans J. Eriksen
Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern

1500 (13) **Intervalltidens betydning for brytningsforløpet**
Overingeniør Oddvar Brøndbo
Dyno Nobel Europe

1515 (14) **Prosjekt "diesel under jord"**
Sjefingeniør Jarle Gausen
Selmer Skanska AS

1530 (15) **"Dispute Review Board" - også noe for norske forhold?**
Professor, dr. ing. Einar Broch
Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

1550 **Pause**

1610 (16) **De nye jernbanetunnelene gjennom Alpene - St. Gotthard og Lötschberg basistunneler**
Sjefingeniør Arve Fauske
Dyno Nobel Europe

1630 (17) **Moderne, storskala gruvedrift under jord i Kiruna**
Torbjørn Nartajervi
LKAB

1650 (18) **System for automatisk lading av emulsjonsprengstoff i tunnel**
Utviklingsleder Jan Elvøy
Statens Vegvesen Vegdirektoratet

1710 **Slutt**

1945 **Middag**

Fredag 23 november

FELLESSESJONEN BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK

Møteleder: Cand. real. Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt
Leder i Norsk Bergmekanikkgruppe

0900 (19) **Hvordan håndtere risikosamfunnet?**
Rådgiver Roger Steen, Direktoratet for Sivilt Beredskap

0920 (20) **Skredfarevurderinger og dimensjonering av sikringstiltak. State of the Art.**
Cand. real. Frode Sandersen, Norges Geotekniske Institutt

0950 (21) **Skredmekanismer for Storeggaraset**
Petter Bryn, Norsk Hydro ASA

1010 **Pause**

1040 (22) **Beslutningsverktøy med risikovurdering for bestemmelse av tiltak mot ras**
Sivilingeniør Bent Aagaard, O.T.Blindheim AS

1100 (23) **En modell for retrogressive brudd basert på studier av kjente rasgropers geometri anvendt på Storeggaraset**
Professor emeritus Nilmar Janbu, Institutt for geoteknikk, NTNU

1120 (24) **Erfaringer fra skredhøsten på østlandet 2000**
Sivilingeniør Steinar Hermann, Norges Geotekniske Institutt

1140 (25) **Flodbølger etter fjellskred –**
sannsynligheten og faresonering i Åfjorden, Hyllestad
Dr. scient. Carl Harbitz, Norges Geotekniske Institutt

1200 **Lunsj**

Sesjon Bergmekanikk

Møteleder: Cand. real. Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt

1300 (26) **Lederens 10 minutter**
Cand. real. Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt
Leder i Norsk Bergmekanikkgruppe

1310 (27) **Numerisk modellering for rassikring.**
Eksempel fra Skotfossvegen, Telemark
Ingeniørgeolog Kjetil Moen, NOTEBY AS

1330 (28) **Felt- og laboratorieundersøkelser for planlegging og**
prosjektering av TBM tunneler
Professor, dr. ing. Amund Bruland,
Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU

1350 (29) **Grunnvarme fra fast fjell – økt energiuttak ved hydraulisk**
trykking av borebrønner
Sivilingeniør Randi Kalskin, Norges Geologiske Undersøkelser

1410 (30) **Sammenhenger mellom tunnellekkasjer og endring i grunnvannstand**
Dr. scient. Kevin Tuttle, Norconsult AS

1430 **Pause**

1500 (31) **Stress Path Prediction**
Ph. d. Fred Santarelli, ORMIS

1520 (32) **Nå får effektivspenningsprinsippet prøvd seg**
Produksjon fra høytrykksfelt på Haltenbanken
Eiliv Skomedal, Statoil ASA

1540 (33) **Trykktunneler-hvordan påvirker tektonikk prognosemodeller ?**
-erfaringer fra Kihansi Hydropower Project, Tanzania
Sivilingeniør Asbjørn Halvorsen
NVK Vandbygningskontoret AS/NORPLAN

1600 **Slutt for dagen**

Sesjon Geoteknikk

Møteleder: Sivilingeniør Hans Fritzvold, Norconsult AS

1300 (34) **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Hans Fritzvold,
Norconsult AS, Leder i Norsk Geoteknisk Forening

1310 (35) **Ras ved E14 i Meådalen**
Overingeniør Kjell Eriksen,
Statens vegvesen Nord-Trøndelag

1330 (36) **Værforholdenes innflytelse av stabilitet og bruddutvikling i en kvikkleireskråning i Røesgrenda, Verdal kommune**
Jan Otto Larsen,
Institutt for geoteknikk, NTNU

1350 (37) **Norsk ras- og skredkompetanse i utlandet**
Viseadm. dir. Oddvar Kjekstad, Norges Geotekniske Institutt

1410 **Pause**

1440 (38) **Middle Marsyangdi Hydroelectric Project, Nepal. Dyputgraving for fundamentering av betongdam og kraftstasjon**
Tekn. Dr. Roger Olsson, Statkraft Grøner AS

1500 (39)

1520 (40) **Badebakken – stabiliserende støttevegg**
Sivilingeniør Thor Liavåg, Selmer Skanska AS,

1540 (41) **Lysaker Torg. Dyp utgraving i bløt/kvikk leire**
Sivilingeniør Gunhild Hennum, Norconsult AS

1600 **Slutt**

DEL I FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

1. **Åpning - Utdeling av årets gullfeisel**
   Produksjonsdirektør Bjørn Selnes, Statens vegvesen Vegdirektoratet
   Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

2. **Anleggsbransjen i Norge – trenger vi den?**
   Konserndirektør Ole Arnfinn Opsahl, Veidekke
   Leder av anleggsutvalget i Entreprenørforeningen Bygg og Anlegg (EBA)

3. **Tunneldriving på Gran Canaria**
   Prosjektleder John Ivar Fagermo
   Scandinavian Rock Group

4. **Undersjøisk tunnel, Færøyene**
   Anleggsleder Svein Erik Kristiansen
   NCC Tunnelling

5. **Alptransit Gotthard – Tunnel construction challenges for the world's longest rail tunnel**
   Felix Amberg, M.Sc
   Amberg Consulting Engineers Ltd, Switzerland

6. **T-bane ringen - utfordringer med berg og vann**
   Prosjektleder Tormod Stigen
   Veidekke ASA

7. **Historisk kvarter – Från handborring til datarigg Bergborring under 100 års utveckling**
   Senior Construction Adviser Gunnar Nord, Atlas Copco AB

8. **Prosjekter i regi av NFF's Utviklingskomité**
   Siv.ing. Jan Lima, Statens vegvesen Vegdirektoratet

9. **Gruvedrift i vegløse Raubergvik**
   Bergingeniør Vegard Løwø
   Industrimineraler A/S

10. **Tunneler for fremføring av infrastruktur**
    Sivilingeniør Pål Henriksen
    Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU

11. **Utdriving og sikring av samferdselstunneler med TBM. Krav, muligheter og tilpasning til geologiske forhold**
    Dr. ing. Olav T. Blindheim
    Dr. O.T. Blindheim Ltd

12. **Forskrifter for bruk av sprengstoff, plassering av ansvar**
    Fagansvarlig eksplosiver Hans J. Eriksen
    Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern

13. **Intervalltidens betydning for brytningsforløpet**
    Overingeniør Oddvar Brøndbo
    Dyno Nobel Europe

14. **Prosjekt "diesel under jord"**
    Sjefingeniør Jarle Gausen
    Selmer Skanska AS

15. **"Dispute Review Board" - også noe for norske forhold?**
    Professor, dr. ing. Einar Broch, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

16. **De nye jernbanetunnelene gjennom Alpene - St. Gotthard og Lötschberg basistunneler**
Sjefingeniør Arve Fauske
Dyno Nobel Europe

17. **Moderne, storskala gruvedrift under jord i Kiruna**
Torbjørn Nartajervi, LKAB

18. **System for automatisk lading av emulsjonsprengstoff i tunnel**
Utviklingsleder Jan Elvøy, Statens vegvesen Vegdirektoratet
Overingeniør Randi Hermann, Statens vegvesen Vegdirektoratet
Siv. ing. Håkon Bjor, Bever Control AS
Bjørn Finden, Selmer Skanska AS
Forsknings- og utviklingssjef Bjørn Petterson, Dyno Nobel ASA

DEL II FELLESSESJON BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

19. **Hvordan håndtere risikosamfunnet?**
Rådgiver Roger Steen, Direktoratet for Sivilt Beredskap

20. **Skredfarevurderinger og dimensjonering av sikringstiltak. State of the Art.**
Cand. real. Frode Sandersen, Norges Geotekniske Institutt

21. **Skredmekanismer for Storeggaraset**
Petter Bryn, Norsk Hydro ASA

22. **Beslutningsverktøy med risikovurdering for bestemmelse av tiltak mot ras**
Sivilingeniør Bent Aagaard, O.T.Blindheim AS
Sivilingeniør Arne Vik, Jernbaneverket/BanePartner

23. **En modell for retrogressive brudd basert på studier av kjente rasgropers geometri anvendt på Storeggaraset**
Professor emeritus Nilmar Janbu,
Institutt for geoteknikk, NTNU

24. **Erfaringer fra skredhøsten på østlandet 2000**
Sivilingeniør Steinar Hermann, Norges Geotekniske Institutt

25. **Flodbølger etter fjellskred – sannsynligheten og faresonering i Åfjorden, Hyllestad**
Dr. scient. Carl Harbitz, Norges Geotekniske Institutt
Cand. real. Ulrik Domaas, Norges Geotekniske Institutt
Ing. Erling Varlid, Hyllestad kommune

Bergmekanikkdagen

26. **Lederens 10 minutter**
Cand. real. Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt
Leder i Norsk Bergmekanikkgruppe

27. **Numerisk modellering for rassikring. Eksempel fra Skotfossvegen, Telemark**
Ingeniørgeolog Kjetil Moen, NOTEBY AS

28. **Felt- og laboratorieundersøkelser for planlegging og prosjektering av TBM tunneler**
Professor, dr. ing. Amund Bruland,
Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU

29. **Grunnvarme fra fast fjell – økt energiuttak ved hydraulisk tykking av borebrønner**
Sivilingeniør Randi Kalskin, Norges Geologiske Undersøkelser
Dr. ing. Bernt Olav Hilmo, Norges Geologiske Undersøkelser
Professor, dr. ing. Bjørge Brattli, NTNU Inst. for geol. og bergteknikk
Ph.D. Espen Hiorth, Brønnteknologiutvikling AS

30. **Sammenhenger mellom tunnellekkasjer og endring i grunnvannstand**
Dr. scient. Kevin Tuttle, Norconsult AS
Stipendiat Rebecca T. Worsley, Norconsult AS
Teknisk direktør Kjell Karlsrud

31. **Stress Path Prediction**
Ph. d. Fred Santarelli, ORMIS

32. **Nå får effektivspenningsprinsippet prøvd seg**
Produksjon fra høytrykksfelt på Haltenbanken
Eiliv Skomedal, Statoil ASA

33. **Trykktunneler-hvordan påvirker tektonikk prognosemodeller ?**
-erfaringer fra Kihansi Hydropower Project, Tanzania
Dr. ing. Bjørn Buen, Dr. ing. Bjørn Buen A.S
Sivilingeniør Asbjørn Halvorsen, NVK Vandbygningskontoret AS/NORPLAN

Geoteknikkdagen

34. **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Hans Fritzvold,
Norconsult AS, Leder i Norsk Geoteknisk Forening

35. **Ras ved E14 i Meådalen**
Overingeniør Kjell Eriksen, Statens vegvesen Nord-Trøndelag
Senioringeniør Bjørn Erik Tessem, Statens vegvesen Nord-Trøndelag

36. **Værforholdenes innflytelse av stabilitet og bruddutvikling i en kvikkleireskråning i Røesgrenda, Verdal kommune**
Jan Otto Larsen, Institutt for geoteknikk, NTNU
Takashi Okamoto, Forestry and Forest Product Research Inst., Japan
Lars Grande, Institutt for geoteknikk, NTNU

37. **Norsk ras- og skredkompetanse i utlandet**
Viseadm. dir. Oddvar Kjekstad, Norges Geotekniske Institutt

38. **Middle Marsyangdi Hydroelectric Project, Nepal.**
Dyputgraving for fundamentering av betongdam og kraftstasjon
Tekn. Dr. Roger Olsson, Statkraft Grøner AS

39.

40. **Badebakken – stabiliserende støttevegg**
Sivilingeniør Thor Liavåg, Selmer Skanska AS
Sivilingeniør Albert Ølnes, eget firma
Dr. ing. Torbjørn Kjoberg, Selmer Skanska AS

41. **Lysaker Torg. Dyp utgraving i bløt/kvikk leire**
Sivilingeniør Gunhild Hennum, Norconsult AS
Sivilingeniør Trond Føyn, Norconsult AS
Sivilingeniør Tor Kristian Sandaker, Norconsult AS

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

Produksjonsdirektør Bjørn Selnes, Statens vegvesen Vegdirektoratet
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING – UTDELING AV ÅRETS GULLFEISEL

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK GEOTEKNIKK 2001

ANLEGGSBRANSJEN I NORGE – TRENGER VI DEN?

The Norwegian Construction Business - Is it really necessary?

Dr. Ing. Ole Arnfinn Opsahl, Konserndirektør, Veidekke ASA

SAMMENDRAG

Vår utfordring i dag er at mange tar anleggsnæringen som en selvfølge. Den har alltid vært der og vil alltid være der. Vi må derfor sette søkelyset på næringen. Vi må tydeliggjøre vårt tilbud til samfunnet og sørge for at vi har brukbare rammebetingelser og nødvendige ressurser og kompetanse. Vi må selv ta ansvaret for vår egen fremtid.

Hver for oss må vi bevisstgjøre oss på hvem vi er, hva vi gjør og for hvem vi gjør det. Vi må søke å vinne oppdrag innenfor områder der vi kan gjøre en optimal jobb, vi må skaffe oss gode ledere, og vi må se på våre oppdragsgivere som kunder.

Sammen må vi arbeide for å styrke anleggsnæringens omdømme og omverdenens holdninger til oss. Sammen må vi arbeide for øke rekrutteringen. Sammen må vi arbeide for å sikre gode rammebetingelser og konkurranseforhold.

Vi må se framover og finne nye muligheter, istedenfor å se bakover og referere til det vi har gjort.

SUMMARY

Today, the challenge is that many people take the construction business for granted. The construction business has always and will always be there. We must therefore bring the construction business into focus. We must make it clear what we have to offer our society. We must see to it that we have satisfactory frame conditions as well as the necessary resources and competence. We must take charge of our own future.

Each and every one of us must raise our consciousness of who we are, what we do and for whom. We must seek to win contracts within areas where we can do an optimum job. We must enlist good managers and we must treat our principals as our customers.

Together we must work to strengthen the reputation of the construction business and people's attitudes towards us. We must co-operate to ensure good frame conditions and competitive conditions. We must look ahead and find new opportunities instead of looking behind at that which we have already done.

INNLEDNING

Overskriften på mitt innlegg er naturligvis ikke tatt rett ut av luften, men er ment å være en spissformulering. Den "tyngre delen" av anleggsnæringen har nå snart vært igjennom tre magre år, og for første gang har det vært nødvendig å argumentere sterkt for vår berettigelse. Ikke minst også knyttet til behovet for å sikre rammebetingelser og utviklingsmuligheter for fremtiden. Er det noe som er sikkert, så er det at denne delen av BA-bransjen, som så mange andre, selv ikke er i tvil om berettigelsen av det vi driver med.

Anleggsbransjen i Norge – trenger vi den?
Med en slik tittel er det lett å bli navlesbeskuende. Bare hør her:

- Vi har bygget landets jernbaner – fra Bergensbanen til dagens dobbeltspor fra Skøyen til Asker.
- Vi har bygget landets veinett med tunneller, broer, viadukter, fra nord til syd.
- Vi har bygget landets flyplasser. Fra de minste kortbaneflyplasser til dagens moderne Oslo Lufthavn Gardemoen.
- Vi har bygget et utall industrianlegg. Også på steder hvor det ikke bodde folk før vi kom.
- Vi har bygget anlegg i fjell. Fra oljelagere til Gjøvik Fjellhall.
- Vi har bygget kraftanlegg av dimensjoner og kompleksitet som få andre.
- Vi har utviklet ny kunnskap og ny teknologi etter hvert som behovet dukket opp.

Så kjære kolleger la oss slutte å diskutere om Norge trenger oss. La oss heller diskutere hvorfor det i det hele tatt er nødvendig å reise spørsmålet, og se på hvem som spør.

UTGANGSPUNKTET

Min påstand er nemlig at jeg tviler på om man vil finne mange utenom vår egen bransje som vil reise et spørsmål om nytten av vår erfaring og kompetanse. Problemstillingen er nok mer knyttet til at vi alltid har vært der, og at de tar det som en selvfølge at vi alltid vil være der. Det er vår utfordring.

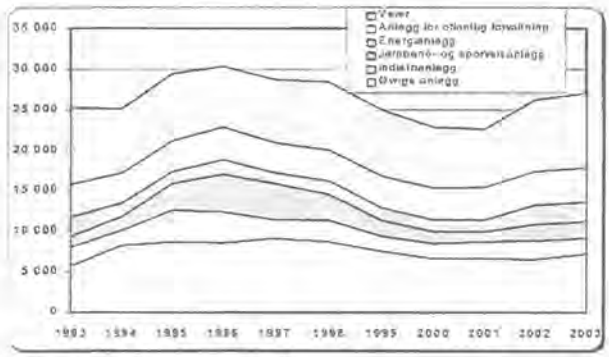


Fig. 1 Markedsprognoser /2/

Innen betongområdet har f.eks. næringen bidratt til FoU og ny kunnskap som har spart utbyggere og "samfunnet" for så mye som 17 mrd. kroner i perioden 1980 – 2000. /1/

Jeg vil derfor ta følgende utgangspunkt:

- Vi må selv sikre vår fremtid gjennom å tydeliggjøre vårt tilbud til samfunnet.
- Vi må selv sørge for at vi har de nødvendige rammebetingelser
- Vi må selv sikre rekrutteringen til vårt område.
- Vi må selv bidra til at vi ungår skandaler som stiller tvil om vår kompetanse.
- Vi må selv sørge for at vår politikere er kjent med og forstår de utfordringer vi til enhver tid står overfor.
- Vi må selv sikre at vår kompetanse og erfaring er etterspurt.
- Vi må i større grad ta ut verdiene av vår kompetanse, og anvende denne mot nye markeder/ markedsområder
- Vi må selv sørge for at også de offentlige aktørene må konkurrere på like vilkår med de private aktørene

⇒ Vi må i det hele tatt selv ta ansvar for vår egen fremtid.

Nå vil mange si at "det er jo det vi har gjort bestandig". Og vi har vel det, men i dagens prioriteringssamfunn tydeligvis ikke godt nok.

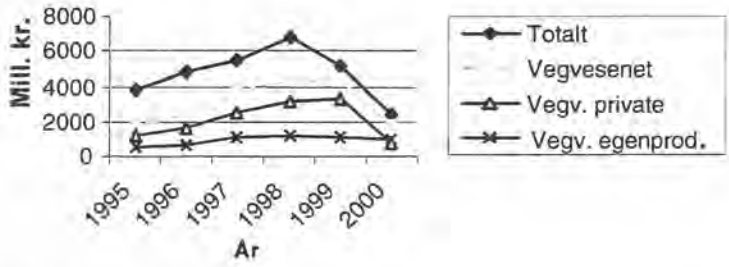


Fig. 2 Prosjekter over 50 mill.kr. /3/

For la det være sagt tydelig også fra meg. Det er ingen tvil om at vi har noen store og sentrale utfordringer fremover. Og det dreier seg om utfordringer knyttet til de forhold jeg allerede har berørt.

- Vi har fortsatt en for stor uforutsigbarhet når det gjelder våre rammebetingelser.
- Vi har en for dårlig rekruttering av nye talenter
- Vi har for få synlige helter og heltinner.
- Vi må få ryddet opp i forholdet til de offentlige aktørene som kunde og konkurrent.
- Det er for mange som tar det som en selvfølge at vi finnes der.
- Vi er ikke dyktige nok til å markedsføre vår kompetanse, erfaring og verdiskapning – både hjemme og ute.
- Og til tider blir vi utsatt for kritikk for det vi gjør – eller ikke gjør.

Anleggsbransjen i Norge har god kompetanse innen flere områder, men jeg vil påstå at vi er unike kun innen to felt:

- Underjordsarbeider i hardt fjell (fra idé til ferdig produkt).
- "Organisasjonsmodellen" på våre prosjekter hvor vi har tradisjon for å involvere og inkludere våre håndverkere i problemløsing og produksjon.

Men kanskje den største utfordringen knyttet til dette er at vi har så lett for å glemme. Vi har en egen evne til mimre for mye om fortiden, og i alt for liten grad bruke ressursene på en mer langsiktig planlegging for fremtiden. Nå har vi hatt tre tøffe år i bransjen, og alle er veldig klar over de mange kortsiktige utfordringer. Om et år er det mye som taler for at situasjonen har endret seg, og mange av de utfordringer jeg her har nevnt er erstattet av nye. Da brukes alle ressurser på å løse de mange oppgaver vi har tatt på oss, og så kommer klager på at myndighetene ikke i stor nok grad fordeler oppgavene mer jevnt utover årene, slik at vi kan unngå å komme i en kapasitetsskvis. Da er jobben å levere, og aller helst til en fornuftig pris, slik at det blir noe igjen til de som eier oss. Og så dukker alle de semiprofesjonelle aktørene opp, og klager og problemer kommer frem.

Forfatteren Mark Twain har sagt at vi må konsentrere oss om fremtiden, for det er der vi skal tilbringe resten av tiden. La oss derfor gjøre mer av det. Spesielt nå som vi går inn en periode med forhåpentligvis langt bedre markedsforhold.

HVA SKAL VI SÅ GJØRE FOR Å SIKRE OSS DEN ØNSKEDE FREMTIDEN?

Kanskje det viktigste er selv-erkjennelsen. Det å gjøre oss selv bevisste på hvem vi er, hva vi gjør og for hvem vi gjør det.

Så må vi i langt større grad selv analysere samfunnet og våre kunders behov og derfra bestemme oss for hva vi skal satse på. Kanskje er det ikke nødvending at alle skal kunne alt og gjøre alt. For å snakke for egen del, har vi i Veidekke nå brukt tid på klarere å definere hva vi er best på og hva vi er mindre gode på. En konsekvens av dette er at vi nå søker å vinne oppdrag innenfor de områder hvor vi mener vi best kan levere den optimale jobben.

Så må vi evne å tilnærme oss våre oppdragsgivere som kunder. Det er ikke kunden som skal takke oss for at vi tar på oss et oppdrag, men heller oss som skal søke å levere det kunden vil ha, til den tid han skal ha det og til avtalt pris og kvalitet.

Så må vi sikre oss gode ledere. Kanskje et av de områder hvor de fleste av oss har syndet mest. Det krever økt innsats på opplæring og oppfølging av den enkelte medarbeider og økt satsing på talentene. For det er med oss mennesker som det er med de selskapene vi representerer: Alle må ikke og skal ikke kunne alt. Vi må sikre at vi velger de medarbeidere som er best på det de skal gjøre.

Mye av dette hører til oppgaver og utfordringer som løses innen den enkelte virksomhet. Men det er også en rekke oppgaver hvor vi med fordel kan samarbeide mer og bedre. Det gjelder på områder som:

- Vårt omdømme.
  Vi må nemlig i større grad være bevisste på hva vi ønsker at vår omverden skal mene om oss, og jobbe målbevisst for å oppnå dette. det er kanskje et av de vanskeligste områdene, men også et av de viktigste. For omverdenens holdninger til oss som næring vil alltid sterkt prege de beslutninger som tas. De fleste ønsker å gjøre forretninger med virksomheter de synes godt om, og de færreste vil begynne på et yrke i en bransje som alle snakker dritt om. Noe som bringer meg til vår neste felles utfordring, nemlig

- Rekruttering.
  Nok en utfordring hvor vi samlet kan gjøre mer for å sikre oss et bredere tilfang av nye medarbeidere. Og her tror jeg spesielt vi må tenke nytt. Kanskje er det ikke nok å plaske rundt i vår hjemlige rekrutteringsdam, men også søke å finne potensielle medarbeidere på andre jaktmarker. Og kanskje kan flere av våre nye landsmenn representere et potensial her.

- Våre rammebetingelser.
  Et felt som krever langsiktighet og målrettet arbeid. Vi må som næring i langt større grad søke å påvirke våre sentrale og lokale myndigheter, og på den måten bidra til at de ser de mange mulighetene vi som næring representerer. Vi har alltid hatt for vane å komme i bakkant av politiske beslutninger. Vi må i langt større grad søke å påvirke beslutninger før de treffes, for på den måten sikre at avgjørelsen er mer i tråd med hva vi selv ønsker.

- De konkurransemessige forhold
  hører for så vidt innenfor rammebetingelsene, men her har vi i Norge noen ekstra store utfordringer. I de årene vi har hatt et trangt marked har vi sett at det i all vesentlig grad er de private aktørene som har måttet justere kapasiteten. Dette gir ikke en effektiv utnyttelse av tilgjengelige ressurser, og gir heller ikke optimale løsninger for samfunnet. Blandingen av forvalterrollen og det å drive virksomhet er ikke tjenlig for noen.

  Vi får håpe at Stortingsflertallet nå gjør noe ut av sine løfter om økt konkurranseutsetting og en mer effektiv offentlig forvaltning. Jeg tar ikke munnen for full når jeg lover at det gjennom likeverdig konkurranse blir mer verdi for samfunnet ut av hver krone som er investert. Noe jeg for øvrig håper vi kan få til uten at det skapes splid og vondt blod mellom de private og de offentlige aktørene. De kommende OPS prosjektene blir en utfordring for oss alle, ikke minst fordi vi nå også må samarbeide på nye måter med nye aktører. Plutselig skal vi styre prosjekter hvor det stilles nye krav til oss, og for mange i et samspill med finansielle aktører som jeg føler meg sikker på kan ha en annen agenda enn oss anleggsslusker.

AVSLUTNING

Med bakgrunn i de refleksjoner jeg her har kommet med er det naturlig å avrunde mitt innlegg med et blikk mot fremtiden. Med grunnlag i mye av det jeg allerede har sagt, synes det klart at vi skuer inn i en fremtid som blir vesentlig forskjellig fra dagens og gårsdagens anleggsmarked. Kravet til kompetanse blir ikke mindre i tiden fremover, og det vil bli forventet av oss at vi representerer mye ny og hittil ukjent kompetanse for mange av våre medarbeidere.

Våre kunder vil kreve mer av oss, både ved at vi tar et større selvstendig ansvar for oppdrag vi skal utføre, men også ved at vi har en bredere forståelse av hva det vi produserer skal brukes til.

Vi må i større grad hensynta og ha kompetanse på områder som ligger i randsonen av produksjonen. Her tenker jeg på forhold som miljøkrav, økonomi og finansiering, anvendelsen av ny teknologi, nye internasjonale regler og bestemmelser, og så videre.

Selv om vi utvider vårt engasjement i verdikjeden er basis solid fagkunnskap og håndverkskompetanse. Vi må derfor sørge for å ha kontinuitet både ute og hjemme innen:

- Samferdselsutbygging
- Industriutbygging
- Olje- og gass
- Energiutbygging

Så må vi ta ansvar for å strukturere kompetansen og kapasiteten på en slik måte at næringen til enhver tid er livskraftig. Dette gjelder spesielt FoU, hvor vi har et særlig ansvar for å synliggjøre behov ved å peke på nytteverdi og verdiskapning-

Vi må også i større grad forstå mer om det samfunnet vi skal operere i, og få til samhandling med bredere grupper.

Vi må fortsatt kunne vise fleksibilitet både faglig og geografisk.

Og vi må i langt større grad ta aktivt del i påvirkningen av vårt fag, våre rammebetingelser og vår egen nærings fremtidige muligheter. Kravene fra våre eiere vil ikke bli mindre, og kravet til produktivitet vil øke.

Men mulighetene er samtidig mange. Det er opp til oss selv å bestemme vår fremtid, og vi må ha lyst til å gjøre det. Vi vil i lang tid måtte leve med en politisk hverdag med mindretallsregjeringer, og hvor særinteressene får mer oppmerksomhet en fellesinteressene. Her ligger fortsatt mye usikkerhet og mange store utfordringer.

Jeg håper jeg gjennom det som her er sagt har fjernet den minste tvil om at Norge trenger en profesjonell anleggsbransje. Men jeg håper også at jeg har fått tydelig frem at jeg ikke tror at noen andre vil gjøre mye for å sikre dette. Det er langt på veg opp til oss selv.

- Men, for å få til dette, må vi nok i større grad se framover ved å lansere ideer og muligheter, enn å se bakover og referere til hva vi har gjort.

REFERANSER

1. "FoU og verdiskapsning".
Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 28.

2. Prognoserapport fra BNL, november 2001.

3. "Organiseringen av Produksjonsavdelingen i Statens vegvesen"
Kommentarer og innspill fra BNL, november 2001.

TUNNELDRIVING PÅ GRAN CANARIA

Prosjektleder John Ivar Fagermo, Scandinavian Rock Group

SAMMENDRAG

Scandinavian Rock Group startet i desember 2000 driving av totalt 9 tunneler på Gran Canaria. Tunnelene ligger på den nye hovedvegen mellom Arguineguin og Puerto Rico. Total lengde er 4930 m. Tunnelene drives med norsk utstyr og mannskap. Uttaksmetode og sikringstyper er tilpasset norsk teknologi. Bergartene tunnelene går gjennom er vulkanske, med svært varierende stabilitet og mekaniske egenskaper. Tunnelene forventes å være ferdig drevet og sikret våren 2002. Prosjektet har vist at norsk tunnelteknologi med driving av fullt tunneltverrsnitt og lang salvelengde lar seg gjøre også i lavabergarter. Norsk utstyr har igjen vist sin kvalitet under krevende forhold.

SUMMARY

Scandinavian Rock Group started constructing tunnels on the island of Gran Canaria in December 2000. 4930 m of tunnel has been constructed utilising Norwegian equipment and labour. The excavation procedure has been adjusted to Norwegian technology. The tunnels passes trough volcanic rock, and the rock conditions are varying. The work will be completed by spring 2002. This project has shown that Norwegian technology with excavating full sections is effective also in volcanic rock. Norwegian equipment has proven its quality also under demanding climatic conditions.

BAKGRUNN

Scandinavian Rock Group ble i august 1999 kontaktet av hovedentreprenøren for prosjektet Ny motorveg mellom Arguineguin og Puerto Rico på Gran Canaria. Arbeidsfellesskapet Arcosur som er hovedentreprenør, forespurte om pris på driving av 4, av totalt 9 tunneler, og sikring av samtlige med sprøytebetong. Forhandlinger pågikk over ett års tid med varierende intensitet. Kontrakten ble etterhvert forhandlet fram til å inneholde tunneldrift og sikring av alle 9 tunnelene. Kontrahering skjedde første halvdel av september 2000.

PROSJEKTET

Utstrakt utbygging av turistområder på Gran Canarias sørvestkyst fører til at tyngdepunktet for turismen flyttes vestover og at trafikkbelastningen gjennom landsbyene langs sørkysten er blitt for stor. Opptil 2 timer i kø for å komme gjennom Arguineguin hører til hverdagen for turister og fastboende i området. Den nye vegen legges utenom bebyggelse, og sikrer effektiv trafikkavvikling fram til Taurodalen og Puerto Rico.



Byggherre er den spanske stat ved departementet for utvikling. I Spania er det hovedentreprenøren som besørger finansieringen av prosjektet. Betaling skjer avdragsvis over 4 år etter overlevering. Det etableres derfor arbeidsfellesskap for gjennomføring av kontrakter som krever store investeringer. Hovedentreprenør Arcosur består av 2 entreprenører fra fastlandet og 2 entreprenører fra Gran Canaria. Utførelsen av prosjektet ble tildelt en av medlemmene i Arcosur, den spanske entreprenøren OHL.
For å komme i posisjon for utførelsen av tunneldriving ble det dannet et selskap 50% eid av Scandinavian Rock Group og 50% av den kanariske entreprenøren Hermanos TITO. Det nye selskapets navn er Tunecan. Fordelene ved å samarbeide med en lokal entreprenør er mange. Særlig i oppstartsfasen er lokalkunnskap vesentlig for å kunne etablere de nødvendige kontakter. Scandinavian Rock Group utfører all tunneldrift og sikring for Tunecan. Tunnelene overleveres ferdig sikret og med ferdig traubunn.

Byggherre	Consejeria de Obras Publicas Vivienda y Aguas
Konsulent tunneldrift	Geocontrol
Hovedentreprenør	Arbeidsfellesskapet Arcosur
Utførende hovedentreprenør	OHL
Tunnelentreprenør	Arbeidsfellesskapet Tunecan
Utførende tunnelentreprenør	Scandinavian Rock Group

Mengder	**Utført**	**Kontrakt**
Uttak	315 000 m^3	460 000 m^3
Sprøytebetong	26 500 m^3	33 400 m^3
Bolter 4 m	36 000 Stk	29 800 Stk
Stålbuer profil TH29	200 Stk	2 430 Stk
Lengde hovedløp	4 710 m	4 881 m
Tverrforbindelser	220	110
Bredde	11 m	12 m
Tverrsnitt hovedløp	76 m^2	92 m^2
Tverrsnitt tverrforbindelser	25 m^2	15 m^2

Geologi

Gran Canaria består av vulkanske bergarter som i hovedsak har en nær horisontal lagdeling. De dypereliggende lag har en karakter av basalt. Tunnelene drives hovedsakelig i pyroklastisk materiale bestående av "ignimbritt", "ash and pumic" og "ash and blocks". Det pyroklastiske materiale har meget varierende oppsprekking og styrke. Ignimbritt er ofte tett oppsprukket med sprekker opptil flere centimeters mektighet. Alle tunnelene ligger over grunnvannstand. Området har svært lite nedbør og fjellmassene er i all hovedsak tørre. I enkelte tette lag kan det stå noe fuktighet.

"Ash and pumic" og "ash and block" har mindre oppsprekking, men kan ha større partier med plastisk oppførsel.



Figuren viser fjellforholdene på stuff. Typisk lagdeling mellom hard og oppsprukket Ignimbritt og de mykere lagene med ulike askelag.

Det var forventet gode forhold for tunneldriving med vårt utstyr i de to lengste tunnelene. Her viste forundersøkelsene hardt fjell i form av "ignimbritt". For øvrig var det forventet varierende egenskaper og muligheter for bore- og ladeproblemer.

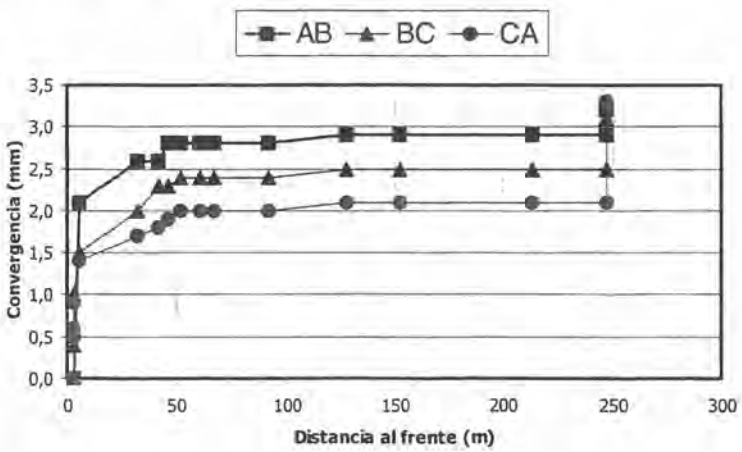
Det har vist seg å være lettest å drive i "ash and pumic" og "ash and blocks". Her er det generelt god borbarhet, lite ladeproblemer og lite nedfall. De plastiske egenskapene til bergarten gir mindre oppsprekking, og dermed mer oversiktlig sikringsbehov.
Tunnelene var planlagt med uttak i pilot og stross . Pilot var utformet som en takskive med 5,5 m høyde og full bredde. Salvelengde fra 1 - 4 m, men hovedsakelig 2 m. Bunnstross med høyde 3 m. Bunnstross skal ikke drives før konvergens i tverrsnittet har stoppet opp. En slik stabilisering er definert som konvergens på mindre enn 0,1 mm pr døgn.
Beskrevet drivemetode er dårlig tilpasset det utstyr Scandinavian Rock Group har, og det ble startet et aktivt arbeide med å overbevise byggherren om at uttak i fullt tverrsnitt lot seg gjøre uten fare for stabiliteten. Representanter for byggherren var på befaring på tunnelanlegg i Norge høsten 2000. Drivemetode og utstyr ble presentert. Om dette har vært utslagsgivende vites ikke, men samtlige tunnelmeter på prosjektet har vært tatt ut med fullt tverrsnitt. Vi har hovedsakelig benyttet 4,5 m salvelengder uten problemer med stabiliteten. I områder med steiltstående leirholdige sprekker har vi redusert salvelengden til 2 m for å unngå nedfall.

Sikringsmetoder

Sikring bestemmes etter Rock Mass Rating (RMR). Tunnelene deles inn i totalt 14 forskjellige sikringsklasser
Klassene utgjør kombinasjoner av sprøytebetong og enten bolter eller stålbuer.

	Boring	Sikring		Sprøytebetong	
Seksjonstype	**Salvelengde**	**Boltemønster**	**Buer**	**Arb. Sikr.**	**Perm. sikr.**
I	4m	2,2m X 2,0m (9/rast)		5cm	10cm
II	3m pilot og stross	2,2m X 1,5m (9/rast)		10cm	10cm
III	3m pilot og stross	2,2m X 1,5m (9/rast)		15cm	10cm
IV	2m	2,2m X 1,0m (9/rast)		18cm	10cm
Va	2m	1,5m X 1,5m (13/rast)		13cm	10cm
(Va*)	2m	1,5m X 1,5m (13/rast)		20cm	10cm
(Va)**	2m	1,5m X 1,5m (13/rast)		33cm	10cm
Vb	2m	1,5m X 1,5m (15/rast)		13cm	10cm
VI	1,5m		1,5m	10cm	10cm
VII	1m		1,0m	18cm	10cm
VIIIa	1,5m		1,5m	16cm	10cm
VIIIb	1,5m		1,5m	16cm	10cm
IX	1,5m		1,5m	16cm	10cm
X	1m		1,0m	13cm	10cm
XI	2m	1,5m X 2,0m (15/rast)		23cm	10cm
XIb	2m	1,5m X 2,0m (17/rast)		23cm	10cm
XII	1m		1,5m	13cm	10cm
Stoll	2m	1,5m X 1,5m (7/rast)		13cm	10cm

Sabiliteten kontrolleres med konvergensmålinger utført mellom 3 punkter i tunneltverrsnittet. 2 pkt. i veggene ca. 1 m over sålenivå, og ett midt i tunneltaket. Avstanden mellom punktene måles hver dag den første uken. Deretter hver uke til konvergensen har stoppet opp. Det plasseres målepunkt for måling av konvergens hver 50 m. Målepunktene settes så nært stuff som mulig. Et typisk forløp på konvergens er at det i løpet av den første uken oppstår en konvergens på ca. 2 mm. På en målelengde på ca. 10 m utgjør dette en relativ endring på 0,02 %. Før konvergensen stopper opp tillates ikke endringer i tverrsnittet som kan redusere stabiliteten. Dette innebærer f.eks. at tverrforbindelser mellom tunnelene ikke kan drives før konvergensen i det aktuelle området har stoppet opp.



Figuren viser typisk forløp på konvergens. I diagrammet er konvergensen målt mot avstand mellom målepunkt og tunnelstuffen. Punkt A og B er i veggene, punkt C i tunneltaket.
Om konvergensen ikke stanser må tverrsnittet sikres bedre. Følgende rangering av tiltak er benyttet av byggherren:

1: Supplere med sprøytebetong
2: Supplerer med bolter
3: Sette buer dersom dette ikke er benyttet allerede
4: Sålestøp

Det er hittil kun benyttet supplering med sprøytebetong en gang for å stanse konvergens. Det aktuelle tilfellet var i en sone der store deler av tverrsnittet var i bergarter med plastiske egenskaper. Konvergensen stoppet etter at sprøytebetong ble supplert.

Arbeidssikring

Sikringen består av bolter av typen Super Swellex som settes gjennom sprøytebetongen, eller stålbuer som sprøytes inn.
Swellexbolten er hurtig å montere og gir god arbeidssikring. Selv i hull som raser sammen klarer man oftest å få montert boltene. Kontroll av kapasitet viser at det bare er i tilfeller der store deler av hullet er utvasket etter stadige oppstikking at det finnes undermålere. I borhull som kollapser er det vanskelig å montere og oppnå kapasitet på andre boltetyper enn Super Swellex.



Figuren viser tunnelen ferdig arbeidssikret med Super Swellex og sprøytebetong.

Den store mengden sprøytebetong utgjør en stor utfordring for planleggingen av tunneldriften. Etter hver salve skal det legges fra 12 til 24 m^3 sprøytebetong. Gjennom hele prosjektet har leveranse og kvalitet på betong vært en stor utfordring. Gjennom en prøveperiode på 4 mnd

ble forskjellige resepter prøvet ut. Mange av reseptene ga en betong som ikke var egnet til pumping, og førte til store frustrasjoner for sprøyteoperatørene. Etter at resepten var optimalisert har det vært store variasjoner i slump som følge av varierende vanninnhold i tilslag og dårlige rutiner for dosering av tilsetningsstoffer. Utførende hovedentreprenør er ansvarlig for betongkvalitet og gjennomfører et omfattende testprogram med prøving av fasthet og bøyestrekkfasthet. Prøvene tas fra prøvekasser som fylles med sprøyteriggen inne på stuff.

Stålbuer

Før montasje av stålbuer legges et lag sprøytebetong for å sikre fjellet, for å hindre nedfall under buemontasje. Før montasje av buen settes det ut avstand mellom fjelloverflate og teoretisk flate i 5 punkt i tverrsnittet. Dette sikrer at buen monteres riktig. Buene består av 5 bueelementer. 3 elementer monteres først sammen og kjøres inn til montasjestedet. Her løftes buen opp til tunneltaket og de to siste elementene monteres på buen. For å holde buen på plass til foregående bue, benyttes avstandsholdere som sveises fast mellom buene. Buen sprøytes avslutningsvis inn med sprøytebetong. Det er viktig at det oppnåes god kompaktering bak buen, slik at kontakten mellom bue og fjell gir best mulig effekt av buesikringen.
Til montasjearbeidet benyttes hjullaster med kranarm og plattformbil.

Scandinavian Rock Group har forsøk å innføre norske sprøytebetongbuer på prosjektet. Så langt har vi ikke lykkes i dette. Vi håper imidlertid fremdeles at vi kan få muligheten til å benytte en sikringsmetode som vi mener langt overstiger stålbuen i kapasitet og fleksibilitet ved fjellforhold som gir store utfall.



Figuren viser stålbue under montering like innenfor påhugg.

Kravet til sprøytebetongfasthet for arbeidssikring er 25 MPa på vegg og en bøyestrekkfasthet på 600 J. Betongen har 40 kg stålfiber pr m^3 betong.

Bruk av Super Swellex har uten tvil bidratt god inndrift, da vi hurtig kan sikre fjell som vanskelig lar seg sikre med andre typer bolter. Selv i svært løse masser gir Super Swellex full kapasitet.



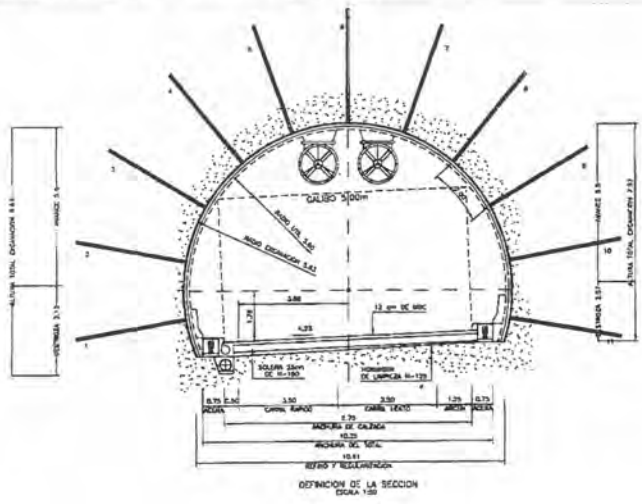
Figuren viser montasje av 4 m lang Super Swellex.

Permanent sikring

Som permanent sikring benyttes 10 cm sprøytebetong med fasthet 35 MPa, og 30 kg stålfiber pr. m^3 betong.

Det stilles ingen spesielle krav til overflate på ferdig sikret fjell. Tunnelene skal innredes med veggelementer opp til vederlag.

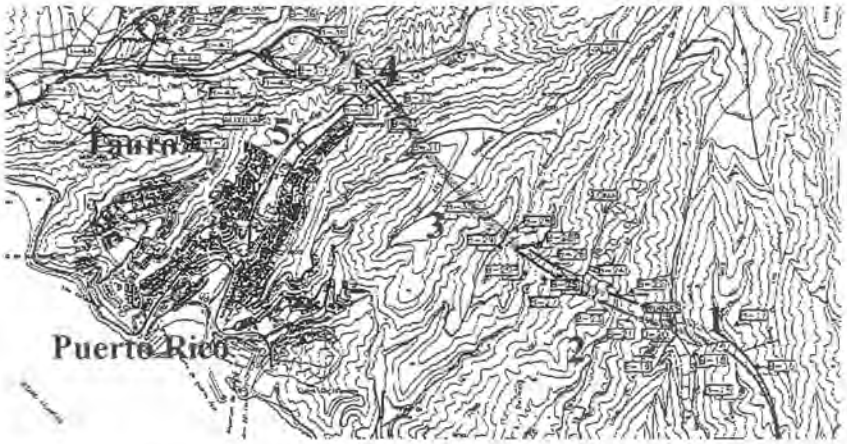
I deler av tunnelene som går i lite oppsprukket og plastisk fjell kan tunnelkontur enkelt holdes tett opptil teoretisk kontur. I deler med hardere og oppsprukket fjell har det vært en del utfall langs sprekkeplan. Dette har gitt en del overmasse og fjellfaktor ved sikring med sprøytebetong har variert fra 1,15 til 1,4.



Framdrift

Første tunnelsalve på tunnel 2 og tunnel 3 ble avfyrt 11 desember 2000

Tunnel 2 og 3 ble drevet som vekseldrift mellom 4 stuffer med to komplette sett tunnelutstyr.
Tunnel 4 og 5 ble drevet som vekseldrift mellom 3 stuffer med ett sett utstyr, samtidig med at tunnel 3 ble drevet videre med ett sett utstyr.
Tunnel 1 blir drevet som vekseldrift mellom 2 stuffer med ett sett utstyr.



Figuren viser oversikt over tunnelene mellom Arguineguin og Puerto Rico.

Tunnel	Lengde	Oppstart	Ferdig drevet	Ferdig permanentsikret
1	445 m + 555 m	21.09.01	Feb.02	Mars 02
2	325 m + 339 m	11.12.00	26.04.01	Nov.01
3	1187 m + 1177 m	11.12.00	Feb.02	Mars 02
4	221 m + 224 m	08.05.01	22.08.01	Okt.01
5	280 m	02.05.01	30.08.01	Okt.01

Total byggetid forventes å bli 15 mnd. Dette er 5 mnd mindre enn kontraktens byggetid.

Spesielle utfordringer for framdriften har vært de mange opp- og nedrigginger. Vi skal etter kontrakt kun utføre tunneldriving, og påhuggene skal være ferdig sikret i god tid før vi ankommer. Dette har vist seg å være vanskelig å oppnå. Vi har derfor mistet verdifull tid som følge av venting på adkomst til påhugg.

I tillegg utgjør den store mengden med sprøytebetong på et sent stadie i prosjektet, en utfordring både med tanke på logistikk, utstyr og bemanning.

Organisering

Scandinavian Rock Group benytter bare norsk arbeidskraft på prosjektet. Årsaken til dette er at det har vært kort tid til opplæring av lokal arbeidskraft. Det har også vært god tilgang på norsk arbeidskraft. Det benyttes en arbeidstidsordning som kan sammenlignes med norske forhold. Mandag er reisedag ned til anlegget, og fredag i uken etter er hjemreisedag. Arbeidstiden er i gjennomsnitt 32,5 t/uke.

Vi har benyttet følgende mannskaper på hvert av de 3 skiftene:
2 stk borere, 2 stk reparatører, 2 stk lastere, 2 stk sprøyteoperatører og en bakstuffarbeider. Det vil si 9 mann på skiftet. På verkstedet har vi 3 reparatører og 1 elektriker, 2 i lengre perioder. Som følge av at de fleste maskinene på anlegget er nøkkelutstyr, er det en viktig oppgave å holde utstyret i drift. Med tanke på at utstyret har vært brukt i undersjøiske tunneler tidligere kreves det et omfattende vedlikehold.

Utstyr

Utstyret som benyttes har tidligere vært på prosjekter rundt om i Norge. Prosjektet var opprinnelig planlagt med 3 utstyrsett men som følge av større inndrift enn forventet har vi gjennomført med bare 2 sett. Følgende utstyr er i bruk:

2 stk AMV fulldatarigger 1994 mod
2 stk Brøyt ED1000T med renskepigg 1997 mod
2 stk. reserve-/servicehjullaster
3 stk Sprøyterigger
1 stk Scania plattformbil
2 stk Scania stuffbiler
1 stk Scania ladebil
5 stk 500 kVA aggregat for prosesstrøm
26 brakker i forlegningsrigg, 10 brakker i kontorrigg og 4 brakker i kjøkken



Fordelene med å bruke norsk utstyr er at vi kjenner det i detalj fra tidligere. Ulempene kan være leveransetiden på deler, og at det er dårlig tilpasset til varmen. Generelt kan det sies at erfaringene med borriggene forsatt er meget gode. Vi har også hatt meget stor nytte av Brøyt lastemaskiner, selv om vi har hatt en del problemer som følge av høy temperatur på dem. Som følge av at det er svært tørt i området blir det store mengder støv i luften. Dette kombinert med kondens om natten har vært et problem for elektronikken i blant annet sprøyteriggene. I tillegg fører støvet til at filterskift på motorer har kortere intervaller enn det som er vanlig i Norge.



Sprengstoff

Sprengstoffet vi bruker er hovedsakelig den lokale varianten av Anolit som heter Nagolita og Goma som tilsvarer Dynamitt. Vi benytter ikke-elektriske tennere av typen Primadet. Disse tilsvarer i stor grad Nonel. For sammenkobling av salva har vi brukt 12 g detonerende lunte. Vi har også benyttet 40 g og 100 g detonerende lunte som konturssprengstoff. Erfaringene med sprengstoffet er at Nagolita er dårlig tilpasset lading i fuktige hull, og at Gomapatronene er dårlig egnet ved ladeproblemer.

Spesielle utfordinger

Sommertemperaturen på øya er ca. 30 grader celcius. Inne på stuff er temperaturen ofte høyere som følge av varmeutvikling i sprøytebetong og store dieselmotorer i drift. Montasje av 50 stk. 4m bolt på 1,5 time når temperaturen er over 40 grader er en kraftanstrengelse. For å redusere problemer med varmen er det montert luftkjøling i alle maskiner. I tillegg er det viktig med væsketilførsel. De fleste drikker 3 liter vann på et skift.
De fleste reparasjoner av utstyr kan utføres på øya. Spesielle deler til elektronisk utstyr må imidlertid skaffes fra kjente leverandører i Norge. Vi har opplevd at det ikke er enkelt å få levert varer over landegrensene. Pinlig nøyaktighet i utfylling av forsendelsespapirer er nødvendig for å unngå at varer stopper opp i byråkratiet.

I startfasen på prosjektet var skiftordningen 4 uker på anlegget og 2 uker hjemme. For de aller fleste ble dette for lange perioder hjemmefra og vi gikk over til ordinær 2 + 1 ordning. Dette viser at også blant tunnelarbeidere er fritiden viktig. I framtiden kan vi forvente større fokus på dette.

Kulturforskjellen i arbeidslivet mellom Norge og Spania er betydelig, og det samme er tilfelle mellom Spania og Gran Canaria. For oss har møtet med samfunnet på Gran Canaria vært preget av forskjellig tolking av avtaler og kontrakter generelt, og tidsfrister spesielt. Slike oppdagelser gjør nok alle som arbeider med fremmede kulturer. Allikevel utgjør dette en ekstra utfordring for alle på prosjektet.

Kontraktspråket er'spansk. Vi har hatt spansktalende personer i egen organisasjon. Også i slike forbindelser drar vi nytte av vår samarbeidspartner. I forhandlingsrunder i uformelle møter over en kopp kaffe eller et glass øl, oppnåes gjerne mer enn i formelle møter.

Konklusjon

Gjennom et år på Gran Canaria har Scandinavian Rock Group vist at norsk tunnelteknologi lar seg benytte også ved uvante temperaturer, spesielle sikringsmetoder og ukjente fjell- og kontraktsforhold. Vi har gjennomført tunnelene med fullt tverrsnitt og med salvelengder tilpasset stabiliteten på fjellet. Vi har skaffet oss erfaring med latinsk kultur, og dette har til en viss grad gitt mersmak.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

UNDERSJØISK TUNNEL, FÆRØYENE
Sub-sea tunnel, Faroe Island

Anleggsleder Svein E Kristiansen, NCC Tunnelling

SAMMENDRAG

Vågatunnelen er 4,9 km lang med en undersjøisk del på 2,5 km. Tunnelen forbinder øyene Vågar og Streymoy under Vestmannasund. Tunnelen drives i sin helhet i basalt og er den første undersjøiske tunnel på Færøyene.

Tunnelen sikres etter Q-metoden. Normalt har Q-verdien ligget mellom 25-30 (God). Sikringsomfanget i tunnelen er derfor moderat. I all hovedsak sikres det med sprett bolting og sprutbetong for forsegling av askelag.

Overdekningen varierer mellom 30-50 m i den undersjøiske delen. Løsmasse tykkelsen i fjorden er svært beskjedne. Etter at 80 % av tunnelen er drevet er lekkasjen liten, ca 120 liter pr minutt og kilometer. Området med mest lekkasje var fra kote 0 til kote –40. Der var vannstrømmen fra høyereliggende parti så stor at sprekker var åpne og helt uten materiale.

SUMMARY

The Vågatunnel is 4,9 km long, with a sub-sea part of 2,5 km. The tunnel will provide a connection between the islands of Vågar and Streymoy below Vestmannasund. The whole tunnel is excavated by drill and blast in Basalt and it is the first sub-sea tunnel on Faroe Island.

The Q-system regulates the rock support of the tunnel. Normally have the Q-value been recorded to 25-30 (Good). Rock support has been low, spot bolting and some shotcrete.

The distance from the tunnel to the rock surface is 30-50 m in the sub-sea part of the tunnel. The thickness of sea bottom deposits is very thin. After 80% of the tunnel excavation was done the leakage is low, around 120 liters per minute and kilometer. The highest leakage has been obtained between 0 and 40 meters under sea level. The pressure of groundwater from higher elevation was so high that the joints where open and without any materials.

INNLEDNING

Færøyene er et øyrike med 18 øyer som ligger ca på samme breddegrad som Ålesund mellom skottland og Island. De tilhører Danmark, men har et indre selvstyre. Befolkningen er på ca 47.000 mennesker.

Vågatunnelen går under Vestmannasund mellom øyene Streymoy og Vàgar. Streymoy er den tettest befolkede øy med ca 22.000 innbyggere. Hovedstaden Thorshavn ligger og på denne øya. På Vàgar ligger Færøyenes eneste flyplass, befolkning 4.000. Strekningen trafikkeres i dag med ferge mellom kl 06-21, turen tar ca 20 minutter.

Prosjektet har vært under planlegging og forsøkt oppstartet i ca 20 år. Det har vært undersøkt en rekke forskjellige traseer. 2 tidligere oppstarter har strandet pga manglende finansiering og økonomiske nedgangstider.

Anbudsbefaring ble avholdt i mai 2000, med 4 prekvalifiserte konstellasjoner. Disse var :

- NCC Tunnelling/NCC Danmark/NCC International
- Mika/AF
- Selmer/Veidekke/Høigaard & Schultz
- Skanska/Pihl/Istak

Dette ble også rekkefølgen på anbudskonkuransen. Det skulle gis pris på 2 tverrsnitt hhv T8,5 og T10, mengderegulerte kontrakter. Under kontraktsforhandlingen ble det forhandlet frem en delvis fastpris kontrakt på T10 tverrsnittet. NCC tok mengdeansvaret for sprenging og sikringsarbeidet. BH beholdt mengdeansvar for innredningsarbeidet. Oppstart tilrigging ble satt til 05.09.00 på Streymoy og 6 måneder senere på Vàgar.

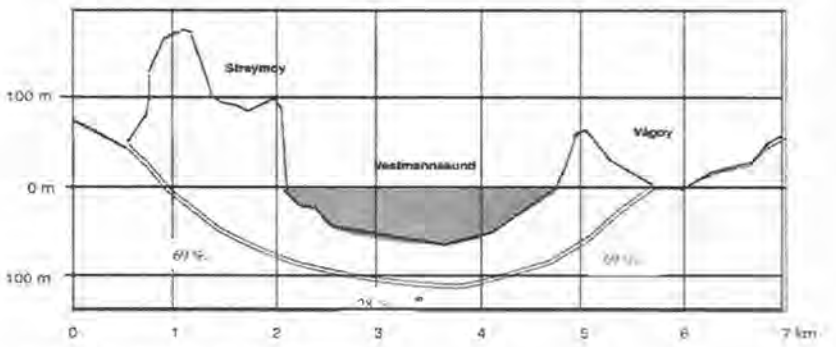


Fig 1 Tverrsnitt av Vàgatunnelen

TEKNISKE DATA

Lengde:	4.877 m
Tverrsnitt:	64 m^2 (T10)
Største dyp:	–112 m.o.h.
Havarilommer:	10 stk
Hammernisjer:	3 stk
Sprengning av tunnel:	327.000 m^3
Fordrøyningsbasseng:	2.500 m^3
Gjertsen velv:	26.500 m^2
PE-skum:	9.000 m^2
Enkadrain:	2.650 m^2
Bolter:	22.300 stk
Sprutbetong:	7.000 m^3
Sonderboring:	21.400 m
Injeksjonsboring:	24.000 m
Sementinjeksjon:	680.000 kg
Utstøping:	120 m
Betongarbeider, pumpestasjon, portaler:	600 m^3
Kantstein	9.950 m
Forsterkningslag	19.300 m^3
Drensledninger PE	6.000 m
Pumpeledning PE50 PN16	1.900 m
Sandfangkummer	48 stk
Inspeksjonskummer	48 stk
Trekkekummer	28 stk
Trekkerør i skulder	19.800 m
Kabelkanaler (OPI)	350 m

I entreprisen inngår:

- Utsprengning av tunnelen
- Uttransport av sprengstein
- Arbeidssikring og permanent stabilitetssikring
- Vannsikring
- Grøfter, rør, kummer, trekkerør, trekkekummer
- Vegfundament: masseutskifting og forsterkningslag, kantstein
- Pumpestasjon
- 2 stk portalbygg
- Montasje av ventilasjonsvifter og stålkontainere
- Administrerende sideentreprenør for elektroentreprisen og for entreprisen for dekkelegging

GEOLOGI

Færøyene er av vulkansk opprinnelse. Øygruppen utgjør en liten rest av det store nordatlantiske basaltområdet, og er en del av en høyderygg som strekker seg fra Skottland til Grønland.

Bergarten er tholeitisk basalt, der den primære mineralogi består av kalsiumholdig plagioklas-feltspat og magnesiumrik pyroksen med små mengder magnetitt, ilmenitt og olivin.

Sedimentære innslag, leirsedimenter eller aske finnes i liten mengde som tynne tufflag. Basalten kan deles opp i 3 serier, den nederste, mellomste og øverste basaltserie. Tunnelen drives utelukkende i den mellomste basaltserie.

Lagene i basaltplatået ligger nær vannrett, med en helning på 3° mot øst. Lava-strømmene i den mellomste basaltserien har uten vesentlig opphold flytt over hverandre og dels grepet inn i hverandre. Det er ubetydelig seismisk aktivitet i denne regionen.

Oppsprekkingen i området følger i det vesentligste strøket til de grove strukturer i bergmassen med retning Ø-V.

Lydhastigheten i bergmassen utenfor lavhastighetslagene ligger mellom 4.500 og 5.500 m/sek. Lavhastighetslagene ligger generelt mellom 3.600 og 4.100 m/sek.

Laboratorietestene som er utført på kjerneprøver viser at bergarten har stor trykkfasthet og meget stor E-modul.

Vanntapsmålinger viser at hydraulisk konduktivitet i bergmassen er beregnet til å være i størrelsesorden 10^{-7} til 10^{-8} m/sek. Det er registrert konduktive soner, ned mot 10^{-5} m/sek.

Det er beregnet en gjennomsnittlig Q-verdi i kjernehullet som er boret i 1999 til Q=34. Det tilsvarer en bergmasse som er av god kvalitet. Bergart klassifiseringen som er gjort under sprengingene viser i all hovedsak Q-verdi mellom 25-30.

Tufflagene har svært moderat mektighet, noen har leirfylling, men det er ikke målt svellende egenskaper.

Et dominerende trekk i den regionale geologi er lamellsoner, dype kløfter langs disse sonene er kalt gjøgv på færøysk. De har oppstått som følge av gjentatte spenningsutligninger langs samme plan i basaltplatået pga. et ustabilt underlag. De består av knusningsmateriale.

Det er generelt sparsomt med løsmasser i området, på land 1-2 meter. I fjorden er tykkelsen noen få meter og usammenhengende, ingen steder over 10 m. Massene på havbunnen er morenemasser.

PROSJEKTORGANISASJON

NCC Våga konsortiet IS



Det er totalt 46 ansatte i NCC sin organisasjon på Færøyene under driving, hvorav 19 er lokalt rekrutterte.

Massetransport og mellomlagerhold er satt bort til lokal lastebilfirma, IR Lastvognar. Disse har i dag 28 ansatte involvert i dette arbeidet.

Sprutbetongen kjøpes fra lokal betongleverandør på Leynarsiden, P/F Løvubetong. Spruting på Vågar medfører fergetransport av betongen.

De viktigste leverandører er:	Sprengstoff	Kimit AB
	Bolter	Ørsta
	Injeksjon/spruting	MBT, norge
	Borestål	Anleggspartner AS
	Stålfiber	Bekaert, norge

GJENNOMFØRING

Tunnelen skal drives fra begge sider, men med forskjellig oppstartstidspunkt. Oppstart rigging ble satt til 05.09.00 på Leynar siden og 6 månder senere på Vågar. Tidsforskjellen kom av at det måtte bygges ca 2 km med anleggsveg inn til påhugget på Vågar før opprigg og driving kunne starte. Dette arbeidet ble noe forsert, så oppstart ble ca 5 månder etter oppstart Leynar.

NCC har valgt å benytte likt utstyr på begge sider, for å lette delelager beholdningen. Hovedmaskinene er 2 stk fulldata AMV borerigg, 2 stk Brøyt ED 1000 og 2 stk Cat 980 F/G som reservelaster.

Det drives med 3 skift fra hver side, som er 4 uker på og har 2 uker fri, dvs at 1 skift er på fri, mens 2 er på arbeid.

3 mann jobber på stuff på hvert skift, mens det til en hver tid er 2 bakkstuff på dagtid. Reparatører og elektrikere går dagtid med fri uke ordning. 1 formann er på til en hver tid, på begge sider.

Normal salvesyklus er :

Bolting, 15-25 stk 3m limbolt
Salveboring, 107 hull
Lading
Lasting/maskinrensk
Spettrensk/bolte påmerking

Det gjennomføres systematisk sonderboring foran stuff. Avhengig av borbarhet og lekkasje varierer skjermene mellom 27 til 36 m lengde. Det bores 4 hull foran stuff og 1 hull med 45 ^{0} oppover for overdekningskontroll. Avhengig av lengden på hullene foretas sonderboring hver 4-6 salve, med 7 m overlapp. Ved lav/ingen vannlekkasje fylles hullene med industri- eller mikrosement med injeksjonstrykk. Dette for å få en tettere tunnel. Ved større lekkasjer bores det injeksjonshull i tillegg som blir injisert, med etter følgende kontrollhull.

Spruting foretas ca 1 gang pr uke, pga meget godt fjell. I all hovedsak sprutes det 6 cm uten fiber for å isolere tynne bånd med aske eller leire, som ellers vil forvitre og drysse med årene.

Borbarhet på basalten ligger normalt mellom 3-3,5 bm pr minutt. Det finnes ikke fri kvarts, så slitasjen på borstålet er ekstremt lav. Det benyttes 48 millimeter stiftborkroner og BLE35 stenger. Borkronene bores 400 bm mellom hver sliping. De slipes 2 ganger før kassering. Levetiden er drøye 1.200 bm pr krone i snitt.

SIKRINGBESTEMMELSE

NCC har tatt mengdeansvar for bolting, spruting, utstøping og injeksjon i Vagatunnelen. For å ha et system som sikret at begge parters interesser ble i vare tatt, så skal sikringen utføres etter Q-metoden. Det ble satt et funksjonskrav om at innlekkasjen ikke skal være større enn 300 liter pr minutt og kilometer.

Under hver boring blir det foretatt en bergartsklassifisering av BH representanter. Disse beregner Q-verdier og lager et forslag til permanentsikring av tunnelen etter omforente sikringsklasser som er utarbeidet i fellesskap. Dette forslaget blir vurdert av entreprenør og endringsforslag blir sendt tilbake til BH, hvis forslaget ikke blir godkjent. Klarer ikke BH og entreprenør å komme til enighet om sikringsmengder, er det opprettet en referansegruppe på 3 personer som fungerer som domstol i sikringsspørsmål. Disse samles på Færøyene 3-4 ganger pr år for å ta sakene som er kommet opp. De gir også råd i andre typer spørsmål, hvis partene ønsker der. Gruppen består av 1 person som er valgt av BH og 1 som er valgt av entreprenør. Gruppas formann er valgt i samråd mellom partene. Medlemmene er:

Formann:	Eirik Øvstedal, Statens vegvesen, Veidirektoratet.
Entr.rep. :	Bjørn Buen, Dr. ing.geolog Bjørn Buen AS
BH rep. :	Anders Beitnes, SINTEF Bergteknikk

De omforente sikringsklasser ble bestemt etter noen måneders drift for å få erfaring med basalten slik at Q-metoden kunne tilpasses de lokale forhold. Til dette arbeidet hadde hver av partene forpliktet til å stille med hver sin ingeniør geolog på heltid, som kun skulle jobbe med dette. Følgende klasser med tilhørende verdier ble bestemt, og er gjengitt i tabell 1. I tillegg blir alle askelag og leirslepper sprutet inn, selv om Q-verdien i området ikke tilsier dette.

Sikringskl	1	2	3	4	5
Q-verdi	Q>15	2<Q<15	0,1<Q<2	0,01<Q<0,1	Q<0,01
Bolter	Sprett L= 3 m	Sprett cc 2,2 m L=3m	System Heng cc 1,7m Vegger cc 2,0m L=4m	System cc 1,2 m L=4m	Bolting for ribber
Sprøyte-betong	Sporadisk	Srf/S 60mm	Heng Srf 120mm Vegger Srf 80mm	Srf 150mm minimum	200 mm for ribber
Betong-Utstøping Armerte buer				Ved Q<0,04 ribber cc 1-2 meter.	Ribber eller full utstøping

Tabell 1: Omforente sikringsklasser Vågatunnelen

Etter at 80% av tunnelen er sprengt ut er resultat av bergklassifiseringen gjengitt i tabell 2. Dette viser at hele 99 % av tunnelen ligger i sikringsklasse 1 og 2.

Klasse	Q-verdi	Andel i prosent
1	15<	60
2	3-15	39
3	1-3	1
4	0,001-1	0
5	<0,001	0

Tabell 2: Resultat av bergklassifiseringen

INJEKSJON

Det utføres systematisk sonderboring med minimum 7 m overlapp. På grunnlag av resultatene av boringen blir det bestemt om det skal bores injeksjonskjerm. Erfaringene hittil er at det er enten eller. Enten er lekkasjene under 10 l/min i sonderhullet, eller så er den 70-500 l/min pr sonderhull. Det er registrert opp til 150 m vanntrykk.

Partiet med den høye lekkasjen var fra Leynar siden da vi nådde kote +0 og varte konstant til kote – 40 m. Dette området ble systematisk injisert. De vannførende sprekkene var parallelle og hadde sjelden kontakt med nabosprekker. Det er visuelt blitt registrert helt åpne sprekker på opptil 20 cm uten sprekkemateriale.

Etter litt prøving og feiling ble det konstatert at den mest effektive måten å tette disse store sprekkene var å pumpe store mengder med tykk industrisementblanding uten tilsettingsstoffer. Det ble benyttet hullavstand 3 meter. V/C forhold 0,25 til 0,5. Ferdigblandet massen ble levert i trommelbil fra lokalt blanderi rett i pumpen. En pumpe har da kapasitet på ca 6 tonn i timen. Normale skjermer i dette partiet var da på totalt 12 hull og det gikk 15 – 30 tonn industrisement. Svært sjelden måtte det bores flere skjermer på samme sted, som er den viktigste faktoren i injeksjon, bli ferdig første gangen.

Unntaket var passeringen av den største lamellsonen som også lå i dette partiet. Den hadde en mektighet på ca 3 meter. Sonderboringen viste lekkasje på 300 l/min i hvert hull og vanntrykket var 130 meter. Det ble prøvd 3 skjermer med industrisement, uten at lekkasjen redusertes nevneverdig. Det ble da gått over til mikrosement og etter 2 skjermer var tettheten akseptabel. Da var det pumpet inn 100 tonn i denne sonen. Lamellsonen bestod av 2-3 cm tykke vertikale skiver med knusningsmateriale, mellom skivene var det vannførende mikrosprekker.I hele den undersjøiske delen er det kun utført sonderboring og fylling av disse hullene. Selv om løsmassetykkelsen på havbunnen er beskjeden og til dels fraværende, så er tettheten meget god.Lekkasjen er at 80 % av tunnelen er drevet er ca 130 liter pr minutt og kilometer.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

ALPTRANSIT GOTTHARD - TUNNEL CONSTRUCTION CHALLENGES FOR THE WORLD'S LONGEST RAIL TUNNEL

Felix Amberg, M.Sc
Amberg Consulting Engineers Ltd, Switzerland

1. Introduction

The national government and parliament of Switzerland have approved construction of two new railway axes through the Alps. The project will provide a vital link between the high speed rail networks of Germany and Italy, and enable a necessary reduction in the heavy road traffic over the Alps bringing them on the rails. This is the so-called AlpTransit Scheme (NEAT) with the Gotthard and the Lötschberg axe.

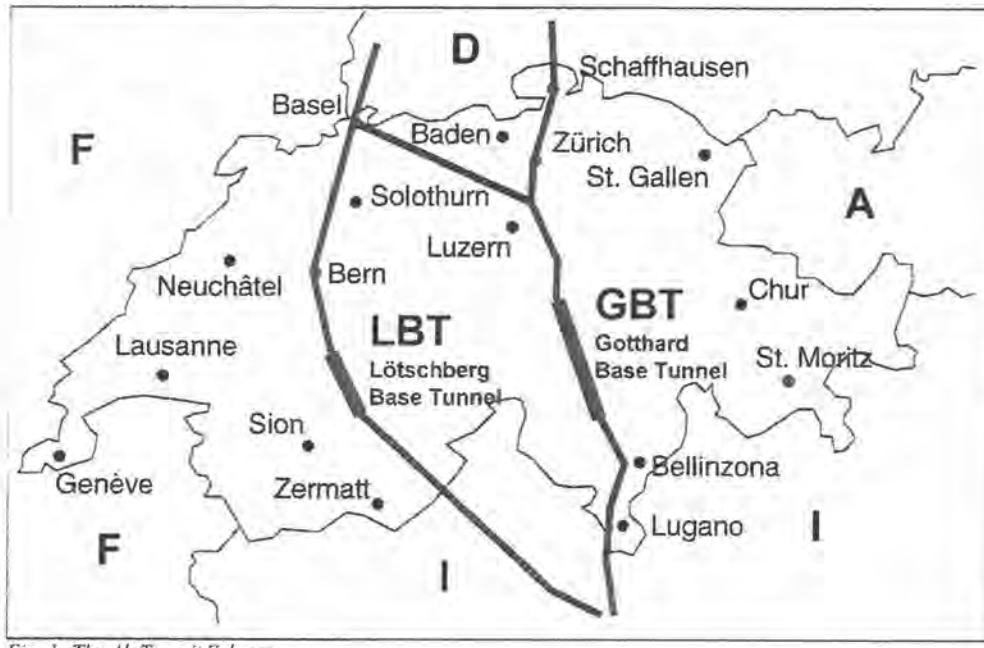


Fig. 1: The AlpTransit Scheme

The longest tunnel of the NEAT is the Gotthard Base Tunnel (GBT), which is about 57 km long. It will enable high-speed passenger trains to travel at speeds of 200 to 250 km/h, and allow cargo trains to travel up to 140 km/h. The tunnel consists of two parallel single track tubes connected by cross galleries and is divided in different lots, which are excavated by TBM or drill and blast. Two access galleries and a shaft divide the two main tubes into five different sections, to reduce the time of construction. The five sections are Erstfeld, Amsteg, Sedrun, Faido and Bodio. Amsteg and Faido are connected with an access gallery to the surface, while Sedrun is connected through a shaft to the surface.

The section of Sedrun an Faido include each a multifunctional station. In Sedrun the multifunctional facilities are situated at the food of the 800 m deep shaft and in Faido they are located at the end of the

2.7 km long access gallery. That means they are located roughly a third and two - thirds of the way along the Base Tunnel. In the case of fire they provide protected rooms for saving passengers. Fresh air will be received via the shaft in Sedrun and the access gallery in Faido. The smoke can be removed the same way separated from the fresh air. The emergency stops are linked by a gallery system and permit passengers to transfer from one tube to the other one. Trains will be able to change from one tube to the other by using a tunnel crossroad. In this way individual sections of the tunnel tube between the portal and the emergency stop or between the emergency stops themselves can be closed also for maintenance. A corresponding maintenance plan and high demands on the rail technical equipment are intended to reduce disturbances to a minimum.

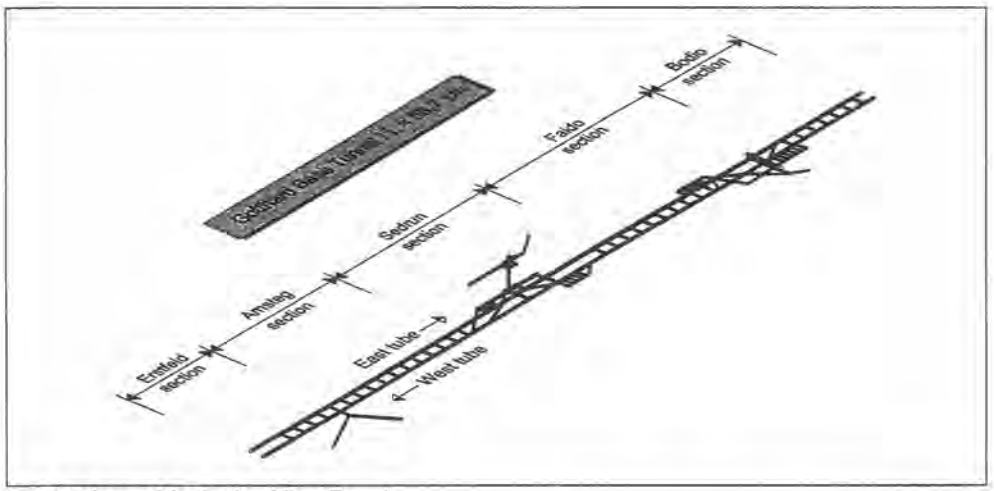


Fig. 2: Scheme of the Gotthard Base Tunnel

In Sedrun a second shaft will be created as a 785 m deep auxiliary shaft with a diameter of 4.5 m. Through this second shaft, a number of the mutual dependencies between the roughwork and the installation of the rail technology will be simplified. In addition, it will improve the operational and logistical prerequisites for the highly complex operations in conjunction with the Sedrun multifunctional facility and in this way, will contribute towards reducing the construction time risk. This construction section is also highly sophisticated in terms of the logistics: The tunnel drives will be developed via a roughly 1,000 m long horizontal access tunnel shaft from Sedrun, leading to the head of the 800 m deep vertical shaft, through which all underground activities will be executed. A shaft haulage system in this vertical shaft will enable the removal of the excavated material from the caverns and tunnel sections located at the foot of the shaft.

2. Geology

From the north to the south, the tunnel passes through the tectonic zones of the Aar massif, the Tavetsch intermediate massif, the Gotthard massif and the Pennine gneiss zone. The major geological zones do not present any special technical difficulties during construction. The only trouble might result from the high overburdens. 35 km of the tunnel have an overburden of more than 1000 m, 20 km more than 1500 m, and 5 km over 2000 m. The maximum overburden reaches 2300 m. Nearly 90% of the entire drive can be headed by using tunnel boring machines. The remaining part of the section in Sedrun will be excavated by conventional means. This is the trickiest part of the entire project. The excavation concept for the squeezing conditions that are anticipated is based on a full-face excavation of these formations with systematic securing of the face, the installation of deformable steel together with a radial - rock bolting system.

The Piora Basin is another faultzone of sedimentary rock situated between the Penninc Gneiss Zone in the south and the Gotthard Massif in the north. The Piora Basin was intensively investigated between 1994 and 1998 through a 5,5 km long investigation tunnel, located 350 m above the level of the

tunnel. The investigation borings showed fortunately that at base tunnel level, the Piora Basin consists of stable dolomite marble or dolomite/anhydrite. The anticipated high water pressure was not found in any of the drill holes.

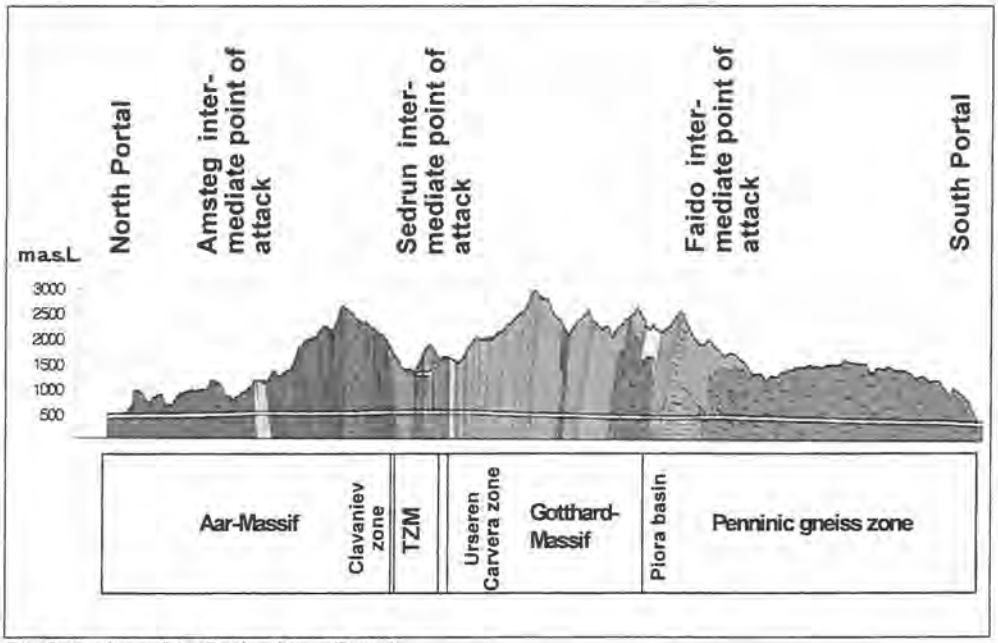


Fig. 3: Geology of the Gotthard Base Tunnel

In addition to the geomechanical problems caused by the high overburden, rock temperatures can reach up to 45°C. The high rock temperature also has an effect on construction materials and in particular shotcrete and concrete which must stand up to the following criteria:

- High air and rock temperature
- High degree of humidity
- High requirements of watertightness
- Sulfate-resistant
- 100 year design life
- Long transport times under adverse conditions
- TBM excavated material to be used as aggregates

In essence, the aggregates are client supplied materials. So the client decided to run trials for companies who wished to supply cement and additives. The shotcrete mixtures had to remain pumpable for six to eight hours. Cambers mimicking tunnel conditions were set up for the trials at the Hagerbach test gallery. 75% of the excavation material not used for the aggregates have to be disposed of. The suppliers who passed the test in the Hagerbach are determined by now. But it is still possible to test other systems on the site during operation.

In addition systems for the waterproofing have been tested. The client has limited the water import in the main tubes to 35 g/km*s. These tests are not finished yet.

3. Excavation method

In the section of Faido and Amsteg the contractor was free to offer both excavation types, a TBM drive and / or a conventional method, while in Sedrun for geological reasons the conventional method was binding. Bodio and Erstfeld were tendered only for TBM since their geology is more simple. The

opening of the offers showed that in all cases the TBM drive was more favourable than drill and blast, so that Sedrun remains the only section that will be excavated with drill and blast.

The contract section of Faido is characterized by an often changing geology, a very high overburden and some fault zones. Geomechanical considerations require a flexible excavation support, adjusted to the excavation rate and to the deformations of the ground. Only an open TBM takes this required flexibility into account. On a shield TBM, the thickness of lining as well as the segmental lining installation area are fixed.

For the section in Faido there are two different excavation support concepts which were tendered in the documents, the "rock-bolt variant" and the "steel arch variant". The decision for one of the variants was left open to the costs and the time. The offer made for the steel arch variant was the more favourable than the rock-bolt variant.

4. Stage reached by Project and Submissions

Three of the five major tunnel sections are awarded, while Sedrun, about 6.5 km long, is still under scrutiny. Erstfeld, about 7.4 km long, the northernmost part-section will probably first be tackled in 2003. In Faido and Sedrun multifunctional stations additionally belong to the contract.

The two lots of Bodio and Faido have been combined. The contract for both lots, with an amount of 1.48 billion CHF, has been signed in October by the joint venture TAT consisting of Zschokke Locher AG, Zürich, (CH) Alpine Mayreder GmbH, Salzburg, (A), CSC Impresa Costruzioni SA, Lugano, (CH) Impregilo S.p.A., Sesto S. Giovanni (I), and Hochtief AG, Essen, (D). The offer made for the lot combination based on one TBM for each tube from the south portal in Bodio to the shaft at Sedrun was more favourable than drill and blast. The contract includes two 30 km single track tubes driven by two open gripper TBMs from Bodio to Sedrun and one multifunctional station at Faido excavated contemporary by drill and blast. Initial construction operations will start at the end of 2001.

Amsteg has been awarded in November 2001 to the joint venture AGTN consisting of Murer AG, Erstfeld, (CH) and Strabag AG, Spittal/Drau, (A). The amount of the contract comes to 627 million CHF. It consists of two 11.4 km long single track tubes from Amsteg to Sedrun. Operation will start at the begin of 2002.

The offers for the section of Sedrun were received in April 2001. Five joint ventures made up of international firms put forward their offers. The timetable foresees the contract being awarded at the end 2001/beginn 2002 so that work can presumably start in the summer of 2002.

The 7.4 km long Erstfeld Part-section embraces the northernmost part of the Gotthard Base Tunnel. With its decision on the route alignment, the Swiss Federal Council came out in favour of the basic variant (open line alignment between Erstfeld and Altdorf). The project has been published in summer 2001. Several objections from citizens have been received. Therefore it is not anticipated that the Erstfeld part-section will be started on prior to 2003.

5. Stage of Construction Work

5.1 Construction Work at Amsteg

The construction work at Amsteg, which is one of the northern section of the Gotthard Base Tunnel in the Canton of Uri, began in June 28, 1999, when the operation for the surface facilities started. During the initial phase, the installation site was prepared for the main construction section.

The portal of the 1.8 km long access tunnel was able to commence on November 4, 1999. During the construction phase, this serves as access for the two 11.4 km long main drives in the direction of Sedrun. The excavated cross-section is about 60 m2. The access tunnel is located entirely in the Aar massif geological formation comprising Erstfeld gneiss, which favours tunnelling. The section end of

the access tunnel was reached on October 13, 2000, within the scheduled period without exceeding expenditure.

The works contract between the AlpTransit Gotthard AG and the joint venture for the Amsteg access tunnel contains an option for extending the access tunnel, which was approved by the client. Through extending the section, it has already been possible to undertake preparatory operations at the point where the access tunnel joins the 2 single-track bores. Among other things, a branch-off cavern with a max. excavated cross-section of 195 m2, the roughly 90 m chamber (excavated cross-section 110 to 130 m2) for the subsequent railway technical installations, the assembly cavern for the future mechanised drive for the cable duct, a total of 360 m of single-track tube and a crosscut were created. These extra excavation and supporting jobs were successfully concluded in February 2001. The diverse supplementary operations, preparatory work for the main section and the reworking of the installations have been finished in summer of 2001. Meantime the work at the section in Amsteg is interrupted until the joint venture of the main lot will start at the begin of 2002.

5.2 Construction Work at the intermediate Attack Point of Sedrun

The construction work at the intermediate attack of Sedrun started in April 15, 1996. The work consist of the roughly 1,000 m long access tunnel, the approx. 450 m long ventilation tunnel and the around 800 m deep vertical shaft. The single-track tunnel tubes for the Sedrun part-section have to be excavated with conventional method from the foot of the shaft each with 2 drives towards the north (roughly 2 km) and the south (around 4.5 km).

After concluding the operations for the access tunnel, construction work on the vertical shaft commenced in autumn 1998. The crown apex of the shaft bottom cavern at a depth of 782 m was reached on February 22, 2000, at an average sinking rate of just under 3-m/working day. The excavation operations for the various caverns at the foot of the shaft have been finished. These excavations will enable the future main contractor to set up his underground construction site infrastructure speedily.

The layout of the shaft foot caverns is largely governed by the demands placed by the subsequent operations but also by the requirements stemming from the tunnel driving sequence. During the construction phase, the entire material required for the 4 tunnel drives and for building the Sedrun multifunctional facility is handled in the shaft foot zone.

Afterwards, the main shaft for the drives of the single-track tunnel tubes will be modified. The existing installation will be replaced by a powerful, generously dimensioned two-stage cage, which has been in the process of being produced since the start of 2000. It is planned to put this shaft haulage installation into service for the main section in autumn 2002.



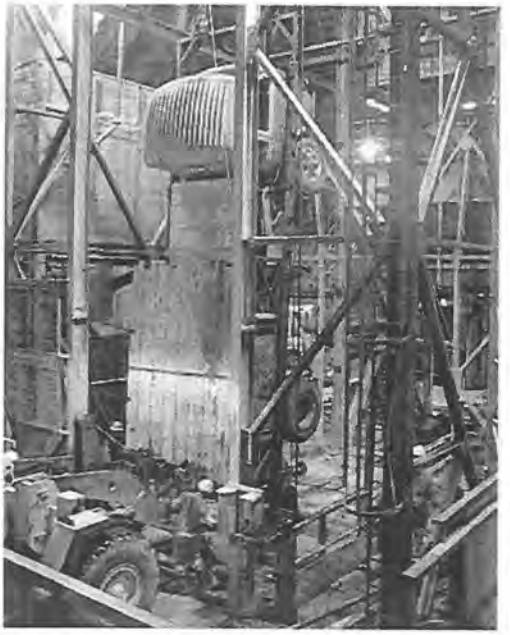


Fig. 4: Head of shaft at Sedrun

5.3 Construction Work at Faido

The construction work for the access gallery in Faido started in December 1999. The initial work for the surface lots commenced in June 1999. Parallel to the driving operations for the access gallery, work for material management was tackled including one lot for the preparation of the dump and another lot for a preparation plant and a conveyor belt, about 4.9 km long, leading from the preparation plant to the dump.

The access gallery has a standard excavated cross-section of 62 m2 and a gradient of 12.7 %. The profile in the portal zone is trumpet-shaped extending to a maximum of 107 m2.

The access tunnel passes through formations of Leventina gneiss as well as Lucomagna gneiss that are favourable for tunnelling. Parallel to the drive, the in situ lining as well as the intermediate ceiling is installed in the rear section. An umbrella seal with waterproofing membrane is additionally installed over the first 206 m. Organising these 3 parallel running sites as well as the logistics for mucking and ventilation through the rear construction sites represents a particular challenge for this project. The lot has been finished within time and costs in autumn 2001. The joint venture finished the last 50 m of the access gallery, which wasn't part of their contract, but an optional extension of the lot. Due to the extension the contractor of the main lot will start with the cavern instead of finishing of the access gallery.



Fig. 5: Formwork in the access gallery of Faido

5.4 Construction Work at Bodio

In Bodio, all lots except the main lot are under construction. Work is progressing according to plan.

Almost the half of the roughly 400 m long cut-and-cover section for the Base Tunnel (future portal zone of the Base Tunnel) has been completed in its carcass state. Due to the position of the tracks outside the Base Tunnel, the cut-and-cover section is designed as a twin tube, which constantly widens until it constitutes 2 covered individual bores located alongside each other as from tunnel metre 180.

The excavated material via a conveyor system from the Bodio installation site to a dump. For a part of the conveyor system, a mucking gallery was driven by means of a TBM drive (5.0 m in diameter) and broken through on April 18, 2001. It was the first breakthrough in the southern sector of the Base Tunnel following the ventilation gallery at Sedrun and certainly the last one whose progress can be followed from the surface. It took 9 months to bore the 3,160 m long gallery. Due to the positive rock conditions it has not been necessary to use anything but the lightest supporting media except in special cases and over short stretches.

The 1,200 m long by-pass gallery also started in July 2000 and completed in spring 2001. The intersection structures with the 2 main tubes were excavated and supported during the months of March and April 2001. The rock conditions in the bypass gallery lived up the forecasts. The rock is hard, massive and only fissured to a slight extent.

The main interest at the moment is concentrated on the portal cut and soft ground penetration. This technically difficult stretch in terms of construction could not be avoided on account of the severe restrictions imposed on the routing of the track. The pre-cut with its staggered fronts was completed in summer 2001.



Fig. 6: Open cut construction at Bodio

Felix Amberg
M.Sc. , President, Amberg Consulting Engineers Ltd, Switzerland

6. Summary

The Gotthard Base Tunnel is ready to start at four sections of the main tubes. Except Erstfeld, the fifth section, which is still in the state of the project and will not get underway until 2003. In Bodio, Faido and Amsteg the main lots are awarded to international joint ventures. Sedrun will be awarded by the end of the year 2001. The intermediate points-of-attack are all concluded by the end of the year 2001 and operations for the main lots will commence at the start of the year 2002. Seen from today's standpoint, it should be possible to open the Gotthard Base Tunnel in spring 2013.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 2001

T-BANERINGEN – UTFORDRINGER MED BERG OG VANN

Prosjektleder Tormod Stigen, Veidekke ASA Divisjon Anlegg

SAMMENDRAG

Entreprise B2: Ullevål – Nydalen er første byggetrinn av den nye "T-Baneringen" fra Ullevål til Carl Berners Plass. I vår kontrakt inngår en tunnel på 1.260 meter med et drivetverrsnitt på 63m2. Tunnelens sentrale beliggenhet med Ullevål Stadion og Ring 3 som nærmeste naboer i den ene enden, Nydalen Industripark i den andre enden, paralellføring med Tåsentunnelen på Ring 3, samt tett bebyggelse fundamentert på løsmasser i hele tunnelens lengde stiller store krav til ytre miljø både i gjennomføringsfasen og permanent.

I skrivende stund er 80% av tunnelen ferdig sprengt og tettet. Målinger av grunnvannsnivå viser at grunnvannsnivået ligger innenfor akseptable nivåer, og en kan derfor si at arbeidene så langt har vært vellykkede.

SUMMARY

Contract B2: Ullevål – Nydalen is the first step of the new metro called "T-Baneringen" from Ullevål to Carl Berners Plass. Our contract includes a 63 m2 cross-section and 1.260 meters long tunnel from Ullevål to Nydalen. The tunnel is situated near to Ullevål Stadium and the main road "Ring 3" in one end, and Nydalen Industrial Park in the other. The tunnel passes close to the Tåsen tunnel at Ring 3, and under build-up areas on soil. This location requires high effort to avoid impact on the environment.

For the moment 80% of the tunnel is blasted and pre-grouted. Measuring ground water level shows that the ground water level is acceptable, and we can conclude with that the work so far has been successfully performed.

INNLEDNING

Oslo kommune v/Samferdselsetaten har under bygging ny T-bane fra Ullevål Stadion til Carl Berners plass. Som navnet "T-Baneringen" tilsier, er dette en ringbane som skal knytte Sognsvannsbanen i vest sammen med Grorudbanen i øst ved Carl Berners plass. Den nye T-banestrekningen vil bli 5 kilometer hvorav 3,6 kilometer vil være tunnel/kulvert. Det vil bli bygget tre nye stasjoner på strekningen, i Nydalen, på Storo og på Sinsen.

Veidekkes kontrakt omfatter parsellen fra Ullevål til Nydalen, og er kontraktsmessig benevnt som "Entreprise B2: Ullevål-Nydalen".

Dette foredraget behandler i hovedsak problemstillinger og utførelse vedrørende injeksjonsarbeidene ved prosjektet.

PROSJEKTOPPLYSNINGER

Byggherre:	Oslo kommune Samferdselsetaten
Byggeledelse:	Statens vegvesen Oslo
Entreprenør:	Veidekke ASA Divisjon Anlegg
Konsulenter:	Norconsult og Geovita
Beliggenhet:	Mellom Ullevål Stadion og Akerselva
Byggetid:	Fra juni-00 til 14.08.02, opprydding ferdig 01.12.02.

PROSJEKTBESKRIVELSE

Veidekkes entreprise omfatter bygningstekniske arbeider til og med underballast dobbelspor T-bane. Tekniske arbeider utføres dels av sideentreprenører, dels av Sporveiens baneavdeling.

Kontrakten er oppbygd som en tradisjonell enhetspriskontrakt, hvor byggherren beskriver og entreprenøren utfører.

Entreprisen omfatter 1.820 meter T-bane og er delt i tre hovedelementer:

- Dagsone/kulvert ved Ullevål Lengde 410 meter
- Fjelltunnel Ullevål – Nydalen Lengde 1.260 meter
- Kulvert i Nydalen Lengde 150 meter

I det etterfølgende er alle opplysninger relatert fjelltunnelen.

Løsmasser i tunneltraseen:

- Topografien er preget av lave åsrygger med enkelte forsenkninger mellom disse, og løsmasseoverdekningen varierer fra blottlagt berg og opp til 20 – 25 meter.
- Løsmassene består av i hovedsak av marint avsatt leire, samt noe morene.
- Området er tett bebygd, og et stort antall hus er fundamentert på løsmasser.

Berggrunn i tunneltraseen:

- Berggrunnen består av kambrosiluriske sedimentbergarter, og tilhører Oslo-områdets etasje 4, som er en tykk lagpakke med vekslende lag av kalkstein og skifer, med knollekalk som den mest utbredte bergartstypen.
- Sedimentbergartene er stedvis gjennomsatt av eruptivganger, med diabas, syenitt og rombeporfyr som de mest framtredende.
- Fjelloverdekning varierer fra 25 – 30 meter på det meste og ned til 10 meter på det minste.

Beskrivelse av tunneltraseen:
Tunnelen drives 2,4% på synk i 1.050 meter fra Ullevål, og med et lavbrekk som ligger ca. 200 meter inne fra Nydalen.

Påhugget ved Ullevål ligger ikke langt fra Tåsentunnelen, og på det nærmeste er det bare 8 meter mellom tunnelene. I tillegg til dette passerer den nye tunnelen ca. 4 meter under Oslo Vann og Avløps vanntunnel som ble bygget for ca. 30 år siden.

For fjellarbeidene er følgende hovedmengder beskrevet:

- Sprengning i tunnel: 90.000 m3
- Sonderboring: 4.100 m
- Boring for injeksjonsskjermer: 65.000 m
- Sementinjeksjon: 1.300 tonn
- Injeksjonstid: 1.100 timer
- Sikringsbolter: 6.400 stk
- Sprøytebetong: 2.100 m3
- Vanntett utstøping 120 m

Krav til øvre grenser for rystelser:

- Hus fundamentert på fjell: 50 mm/sek
- Hus fundamentert på løsmasser: 25 mm/sek
- Tåsentunnelen (målt på veggelement): 50 mm/sek
- OVA vannledning i tunnel v/pr. 1.460: 30 mm/sek

Følgende tetthetskrav er satt til tunnelen:

- Profil 425 - 650 14 l/min/100m
- Profil 650 - 900 7 l/min/100m
- Profil 900 - 1060 14 l/min/100m
- Profil 1.060 - 1.300 8 l/min/100m
- Profil 1.300 - 1.650 10 l/min/100m

Arbeidstidsbestemmelser:
De vanlige restriksjoner med hensyn til støyende aktiviteter gjelder for prosjektet. Kjernetid hvor det er tillatt med støyende aktiviteter er mandag til fredag 06 – 22, og lørdag 07 – 17.
Utenfor disse tider er det ikke mulig å drive med noen form for boring, sprengning, lasting eller maskinell rensk i tunnelen.

INJEKSJONSARBEIDER, KRAV TIL UTSTYR

Kontrakten stiller krav til borutrustning og injeksjonspumper.

- Borutrustning. For boring av sonder- og injeksjonshull er det i tillegg til normale nøyaktighetskrav, også krav til at flere parametere skal registreres og logges på filformat som kan avleses på standard programvare. Disse parameterne er:
  - Borsynk.
  - Mater- slag- og rotasjonstrykk.
  - Spylevannstrykk og spylevanns mengde.

  Alle disse parameterne logges som funksjon av boret lengde.

Vi ivaretar disse kravene med den tunnelriggen vi benytter på anlegget, en Atlas Copco Rocket Boomer 353ES 1999-modell hvor sidebommene er utrustet med nødvendig utstyr.

- Injeksjonspumpe. Utrustningen skal tilfredsstille følgende krav:
  - Pumpene skal kunne gi et trykk på 80 bar og innpumpingshastighet ned til null.
  - Det skal være mulig å injisere med 3 hull samtidig.
  - Masseinngang og trykk skal kunne registreres for hvert enkelt hull.
  - Pumpenes samlede kapasitet skal være på minimum 100 l/min.

  På prosjektet benytter vi en Craelius Unigrout injeksjonsrigg. Denne er satt i en lukket container og montert på et lastbilchassis. Utrustningen overholder de krav kontrakten stiller.

MATERIALER

Kontrakten beskriver i det alt vesentlige sementbaserte injeksjonsmidler.
Injeksjonsmaterialene er inndelt i følgende typer:

- Type A. Industrisement
- Type B. Mikrosement
- Type C. Hurtigavbindende sement
- Type D. Spesialsement mot store lekkasjer
- Type E. Polyuretan
- Type F. Vannoppløsende geldannende

KONTRAKTENS OPPGJØRSFORM

Oppgjør for injeksjonsarbeider er delt i poster for forbruk og for tidsavhengige kostnader.
Forbruksposter omfatter:

- Borstål og drift av borrigg ved boring av injeksjonsskjermer.
- Levering og montering av pakkere.
- Levering av injeksjonsmidler og drift av injeksjonsutstyr.

Tidsavhengige kostnader regnes for hele injeksjonssyklusen fra boring til og med injeksjon, og skal dekke kostnader til:

- Lønnskostnader direkte produksjon.
- Leiekostnader.
- Øvrige faste kostnader.

SUKSESSKRITERIER FOR PROSJEKTET

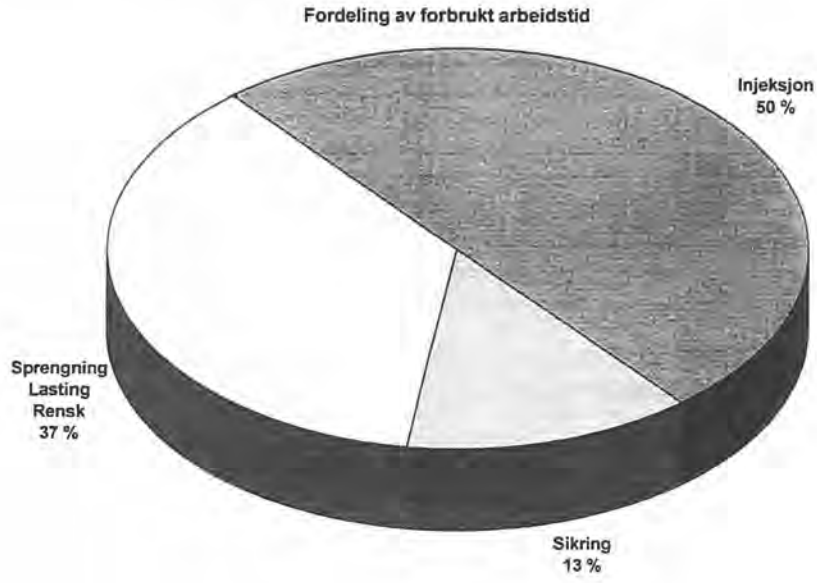
Kontrakt og beskrivelse er bygd opp med det for øye at tunnelarbeidene skal utføres uten skade på ytre miljø. Beskrivelsen setter klare kriterier for maksimale innlekkasjer, og i tillegg er det beskrevet vanntett utstøping over det mest kritiske partiet på 120 meter.

Med tanke på å bedre tunnelbransjens omdømme, har derfor byggherre og entreprenør en felles målsetting om å løse oppgavene til beste for alle. I det ligger at vi skal gjennomføre tunnelarbeidene uten skade på omgivelsene, uten skade på mannskaper og materiell, til rett tid og til riktig pris.

Det må også nevnes at Fjellsprengningsforeningen er engasjert i prosjektet gjennom NRF-prosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler". Gruppen overvåker gjennomføringen på et overordnet nivå, og har ingen kontakt med den daglige driften.

GJENNOMFØRING AV PROSJEKTET GENERELLT

Arbeidene med betongkulvert på Ullevål startet i august-00. På grunn av framdriftsmessige årsaker ble betongtunnelen ferdigstilt før arbeidene med fjelltunnelen tok til.
Tunnelarbeidene tok til 01.12.00. Pr. 24.10.01 er det drevet 1.004 meter, og det gjenstår 261 meter. Ved normale forhold og normal drift den resterende strekningen, forventes gjennomslag en gang i januar-02.
Fordeling av tidsforbruk for tunneldriften så langt er skjematisk vist i diagram. Dette viser at 50% av de klokketimer vi har arbeidet i tunnelen har vært direkte relatert til injeksjons- og tettearbeider.



GJENNOMFØRING AV INJEKSJONSARBEIDER

Da denne kontrakten er en tradisjonell enhetspriskontrakt, er det i stor grad byggherren som beskriver hvordan arbeidene skal utføres, og entreprenøren har ansvar for gjennomføring av det som beskrives.
Byggherrens påvirkning økes ytterligere ved at alle injeksjonsarbeider gjøres opp etter medgått tid i alle injeksjonens faser.
Valgte metoder og materialer er derfor i stor grad byggherrens valg.

Den klassiske injeksjonsskjermen har bestått av 31 hull med lengde 18 og 21 meter, enkelte skjermer på 24 meter. Det ble i starten benyttet skjermer for 2 salver, etter hvert er det gått over til skjermlengder tilpasset 3 salver.
Klassisk sonderboring har bestått av 2 og 4 hull med lengde 32 meter. Sonderboringen er ikke systematisk utført.

Tunnelen blir som tidligere omtalt drevet fra Ullevål. Vi startet sonderboring fra dag en, og de første ca. 40 meter var tilnærmet tørre, og ikke behov for tettetiltak.

Etter dette området ble det såpass mye innlekkasje i sonderhullene at kriteriene for injeksjon var overskredet. Det ble da startet injeksjon med mikrosement og injisert 5 skjermer. Videre sonderboringer viste da noe mindre innlekkasje, og byggherren bestemte at vi skulle gå videre uten skjermer.
Etter 20 meter uten injeksjon ble det igjen bestemt at vi skulle starte injeksjon. Under denne injeksjonsrunden oppnådde vi å flytte lekkasjene bakover i tunnelen til det utettede området. Siden er tunnelen systematisk tettet.

De første ca. 150 meter av tunnelen ble tettet med mikrosement som injeksjonsmiddel. Ved dette pelnummeret ble GroutAid tatt i bruk for å forbedre injeksjonstekniske egenskaper knyttet til inntrengningsegenskaper, samt volumbestandighet og langtidsbestandighet. Størstedelen av bergmassen i tunnelen består av leirskifer med knollekalk og små sprekkeåpninger, og GroutAid har vist seg å ha god effekt med hensyn til bedre inntrengning og dermed også bedret tetthet.
På denne tunnelstrekningen er det et gjennomsnittelig sementforbruk på 1.070 kg pr. tunnelmeter.

For all senere injeksjon, både ved benyttelse av mikrosement og industrisement, er GroutAid benyttet med en tilsetning på 12 – 15% av sementvekt.

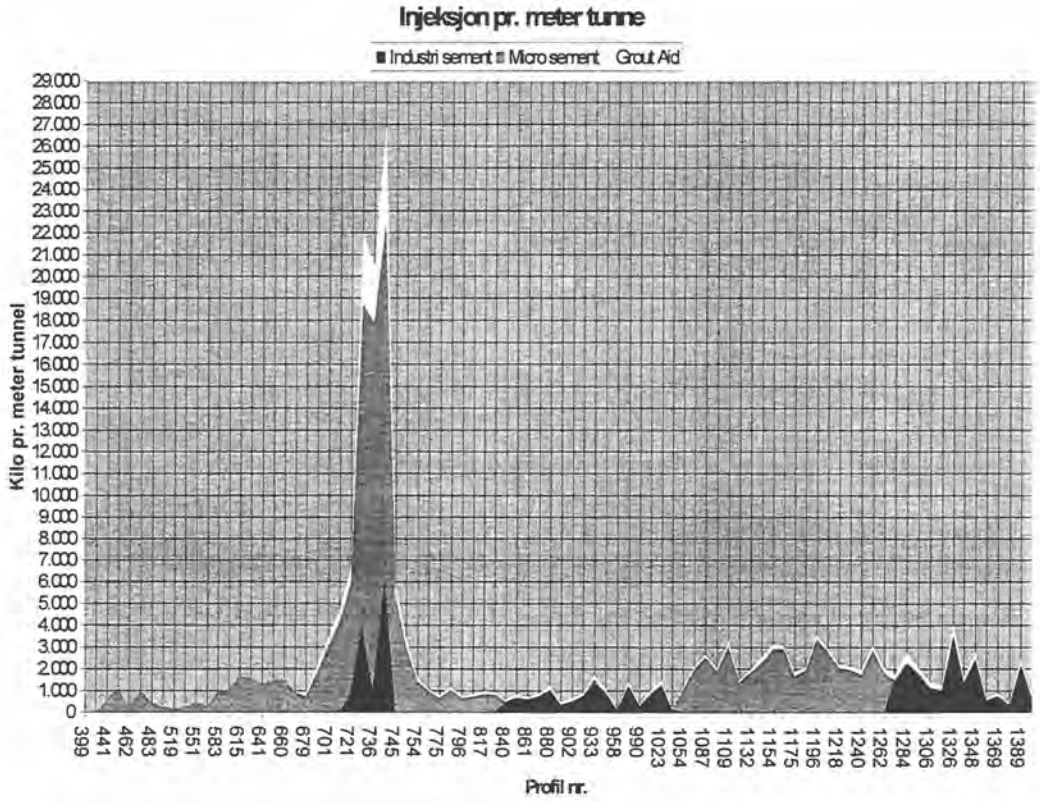
Ca. 320 meter inne i tunnelen traff vi som forventet på en sone som skule vise seg å bli krevende. Sonderboringer viste at sonen hadde en utstrekning på 25 – 30 meter med sterkt oppsprekket, forvitret og sterkt vannførende fjell.

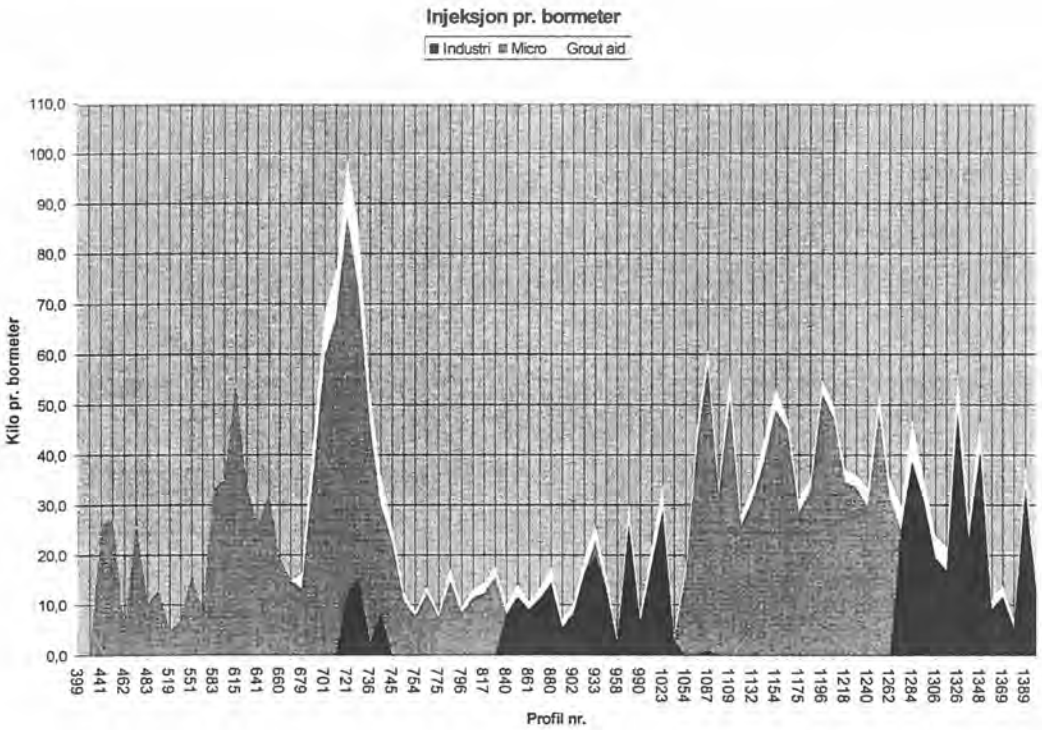
Første forsøk på tetting av sonen gikk ut på å forsøke å tette hele sonen i en operasjon ved å bore skjerm gjennom hele den dårlige sonen og inn i godt fjell. Skjermboringen var svært vanskelig med mye fastboring og gjenrasing av hull, og tok lang tid. Vi fikk etter hvert likevel etablert en form for en skjerm og startet injeksjonen. Det var store innganger, men det ble ikke oppnådd tetthet.

Det ble da besluttet å forsere sonen etter det såkalte "Stage-grouting" prinsippet. Dette går i korthet ut på å stabilisere borhullet med injeksjon, samt injeksjon av korte skjermer og boring av korte salver.
På dette tidspunkt var stuffen drevet for langt og ble således ustabil. Stuffen ble da sikret med et ca. 40 centimeter tykt lag med fiberarmert alkaliefri sprøytebetong, samt at det ble gyst fast foringsrør 4 – 5 meter inn i stuffen. Dette for å hindre at stuffen skulle kollapse ved innpumping av masser. Dette fungerte etter hvert tilfredsstillende, og vi kom oss inn forbi det mest kritiske partiet. Videre gjennom sonen gikk det pent og rolig med korte skjermer og korte salver.

På en strekning på 35 meter er det injisert 530 tonn, tilsvarende 15.300 kg pr. tunnelmeter. Totalt tidsforbruk på strekningen var 7 uker, som gir en inndrift på 5 meter pr. uke i snitt.

Neste to diagrammer viser henholdsvis injeksjon i kilo pr. meter tunnel og kilo pr. bormeter injeksjon fordelt langs tunneltraseen.





Etter den beskrevne sonen, har det ikke vært de store problemer, men det har gjennomgående vært rimelig store innganger, både av mikrosement og industrisement. I skrivende stund er det drevet ca. 750 meter forbi denne sonen, og i dette området etter sonen er det en gjennomsnittelig inngang på 1.590 kg pr. tunnelmeter.

ERFARINGER FRA DE ULIKE ARBEIDSOPERASJONER

Boring av sonder- og injeksjonshull:
Boringen har stort sett vært uproblematisk med unntak av tidligere omtalte problemsone. I denne sonen var problemene knyttet til:

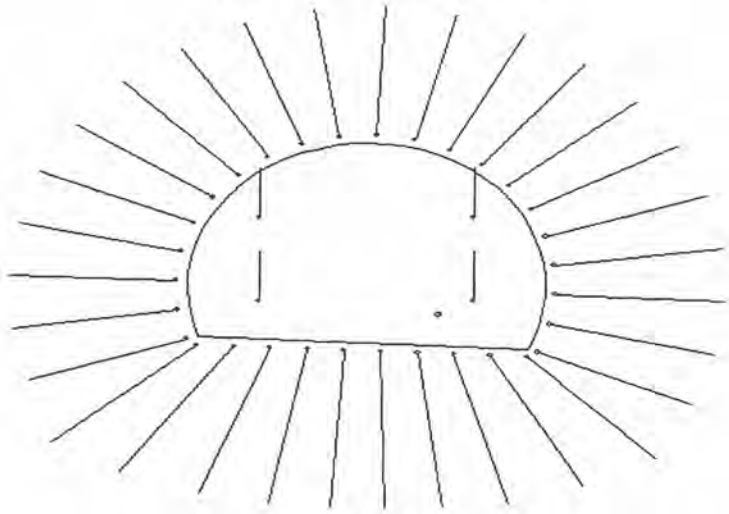
- Fastboring og store problemer med uttrekk av borstenger og tap av stål.
- Sammenrasing og tetting av borhull.
- Utvasking rundt borhull og utette pakkere.

Nytt for både entreprenør og byggherre er systematisk registrering og bearbeiding av bor-parametere, også kalt MWD (Measurement while drilling). Ved registreringer av borsynk, mater- slag- og rotasjonstrykk, samt spylevannstrykk og mengde, visualiseres borforløpet i to ulike fargeskalaer. Bildene viser henholdsvis bergmassens hardhet og bergmassens sprekketetthet. Eksempel på utskrift med hensyn til hardhet er vist på neste side.

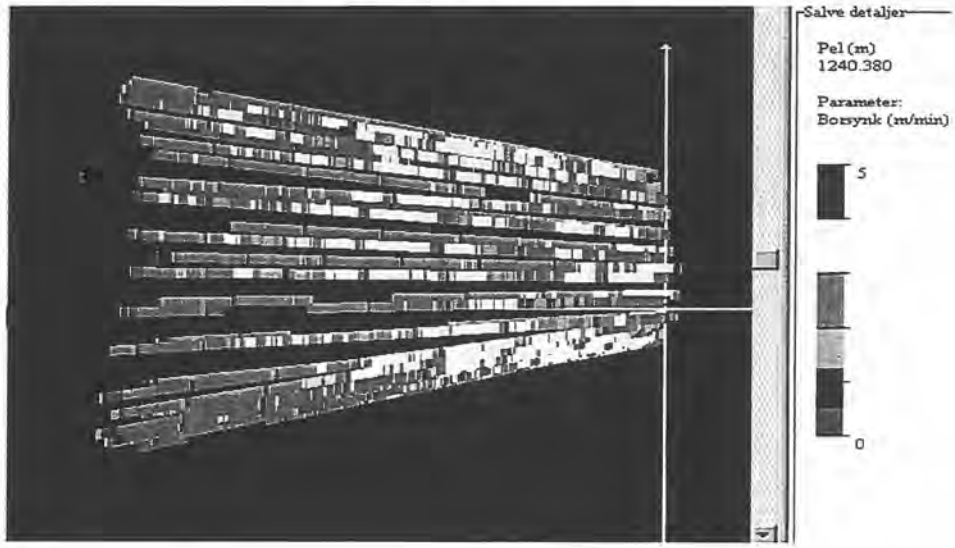
Denne informasjonen benyttes både av tunnelmannskapene og av fagmiljøet utenfor anlegget.

- Tunnelmannskapene benytter opplysningene til informasjon mellom skiftene, samt til å vurdere arbeidsopplegg og metoder for videre arbeider.
- For fagmiljøet kan disse dataene systematisert og sammenholdt med utførte sikrings- og injeksjonsarbeider, gi erfaringsmateriale for sikrings- og injeksjonsbehov ut fra målte bor-verdier.

Typisk skjerm med 31 hull



MWD med hensyn på hardhet

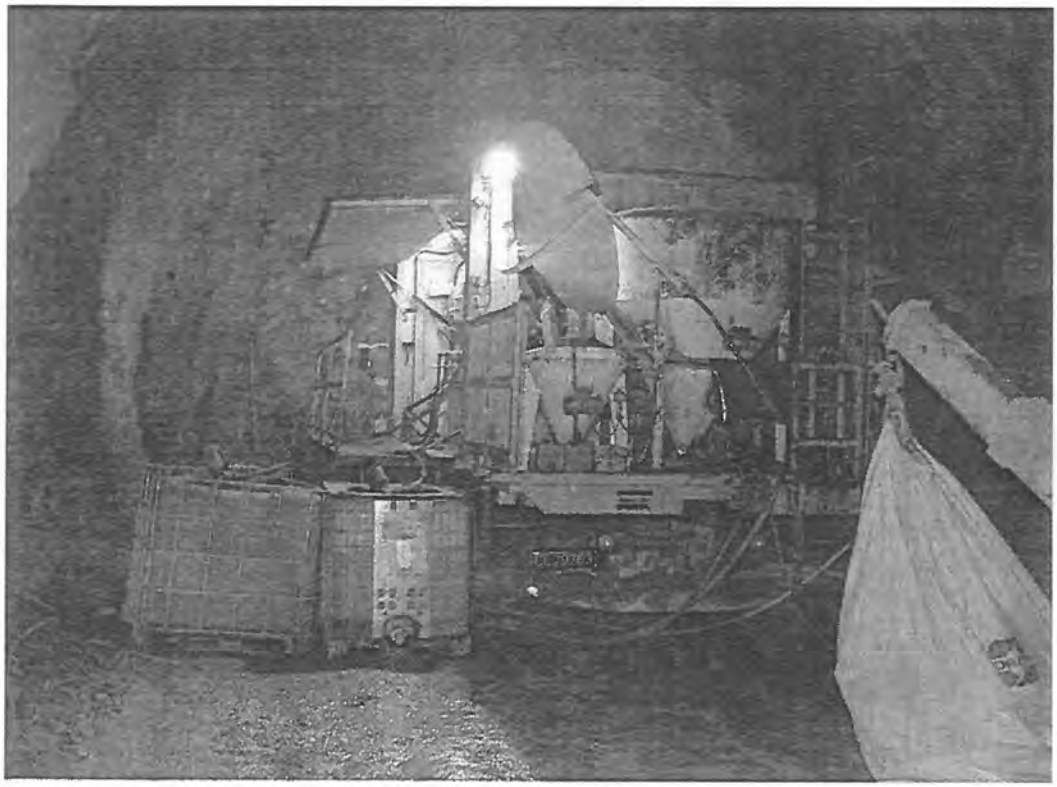


Sementinjeksjon:
Etter en kort opplærings- og innkjøringsfase, har dette fungert godt. Vi investerte i ny injeksjonsrigg for anlegget. Denne hadde i starten to injeksjonslinjer, men vi ettermonterte den tredje etter to måneders drift. Dette gir større kapasitet.

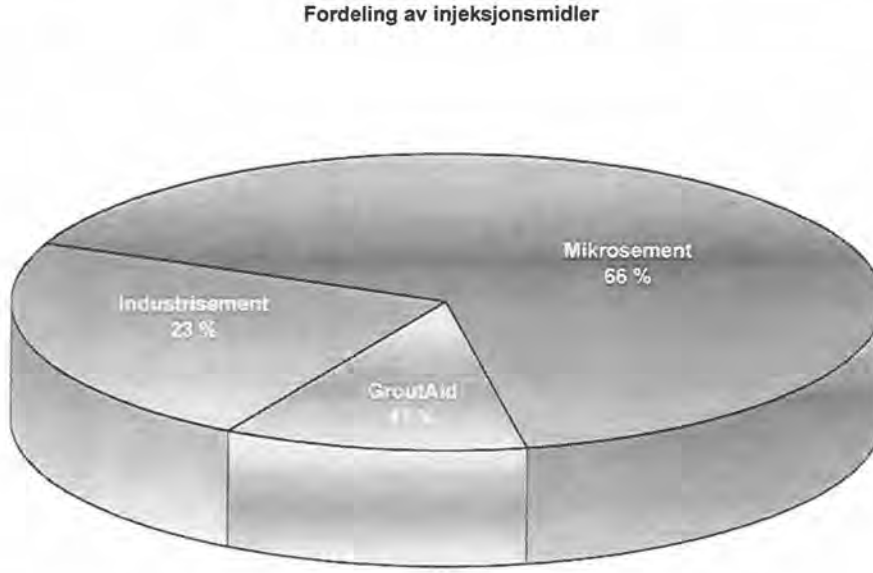
Injeksjonene starter normalt med et v/c-forhold på 1,0 og avsluttes normalt med 0,7. Injeksjonstrykket ligger på mellom 50 og 100 bar.

Type injeksjonsmasse har variert. Den første strekningen fram til sonen ved ca. profil 750 ble det benyttet mikrosement.
Gjennom sonen benyttet vi både mikrosement og industrisement, mens det etter sonen har vært kjørt såkalte "referansestrekninger" med mikrosement og industrisement etter bestemte pelnummer.

Injeksjonsrigg på T-Baneringen



Pr. 24.10.01 er det forbrukt totalt 1.900 tonn sement inklusive GroutAid, noe som gir et gjennomsnittlig forbruk på 1,9 tonn pr. meter for hele tunnelen. Fordeling av de ulike injeksjonsmidler er vist i diagram nedenfor.



OPPNÅS KRAV TIL TETTHET?

Kravene til maksimal tillatt innlekkasje varierer for de ulike deler av tunnelen. Før tunnelarbeidene tok til ble det etablert et system for overvåkning av grunnvannsnivået i hele tunnelens lengde. De målinger som foreligger pr. dags dato viser at grunnvannsnivået i de områder tunnelen er drevet ligger innenfor et akseptabelt nivå.

KONKLUSJON

Tettearbeidene har hatt et vesentlig større omfang enn forutsatt i anbudsdokumentene både hva gjelder forbrukte masser og tid.
Det er enda noen meter igjen å drive, men alt tyder på at vi skal komme gjennom prosjektet med en tunnel som tilfredsstiller kontraktens krav til tetthet.

Ut fra dette må en kunne si at arbeidene så langt har vært vellykket!

AVSLUTTENDE BEMERKNING

Byggherren har sammen med NRF-prosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler" arbeidet aktivt med sammenligninger med mikrosementer og industrisementer med hensyn til kostnader og oppnådd tetthet. Gruppen overvåker prosjektet på et overordnet nivå uten direkte medvirkning av oss som utførende entreprenør. Vi er så ubeskjedne at vi hevder våre ressurser på anlegget kunne vært en positiv bidragsyter i gruppens arbeider.

Ved prosjektet er det forbrukt store mengder injeksjonsmasser, spesielt i den mye omtalte sonen. Selv om tunnelen blir tett, er vår påstand at vi ved å ta i bruk andre anerkjente metoder og materialer i områder med ekstreme masseinnganger, kunne redusert kostnadene til både byggherre og entreprenør. Dette i form av mindre totalt tidsforbruk og mindre total materialkostnad.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

Historiskt kvarter – Från handborrning till datarigg, Bergborrning under 100 års utveckling.

The historical hour-From sledgehammer-drilling to drilling with computerised drilljumbo, one hundred years of development

Gunnar Nord S:r Construction advisor Atlas Copco Rockdrills AB

Sammendrag

Man överdriver inte om man säger att hela denna presentation om 25 sidor är en grov sammanfattning, i synnerhet om man betraktar att redovisningen startar redan 3000 år före Kristus trots att rubriken säger annorlunda. Nu skall här alltså presteras en sammanfattning på en sammanfattning. Människor har i alla tider grävt sig ned i underjorden. Den enda begränsande faktorn är dess egen förmåga och tillgång på tid. Förändring av dessa faktorer sker inte kontinuerligt utan intermittent. Detta faktum speglas i detta bidrag.
Men det är inte enbart förändringar i bergborrningstekniken eller andra bergrelaterade tekniker som styr det hela. Det måste finnas en efterfrågan på lossbrytning av berg då antingen som ett behov av bergmaterialet eller behov av hålrum. Man kan konstatera att lossbrytningen av berg både ovan och under jord ökar och vartefter effektivare teknik införs så ökar också efterfrågan. Det är således ett överlevnadsvillkor för tillverkare av borrutrustningar såväl som andra tillverkare av utrustning för bergbrytning att man driver på utvecklingen. Förhoppningen är att detta bidra till någon del klargör det historiska förloppet och den tekniska utvecklingen.

Summary

It can easily be said that this presentation is a summery in itself as it starts 5000 years ago and ends up today. So what has to be written here is a summery of a summery. Man has always been striving to underground but the limiting factors has been his ability and access to time. Changes of those factors do not occur continuously but intermittent. This fact is reflected in this paper.
It is obvious that it is not just changes in the rock-drilling technology or any other technique that is the ruling part. Loosened rock has to be demanded either in the form of rock-material or the cavity that remains after loosening and muck shifting. It is however a fact that loosening of rock both above and underground is increasing and as more efficient technology is introduced the demand is growing. Consequently it is a must for the supplier of drilling equipment as well as other supplier of equipment for rock excavation to boost the development of their products. It is a wish that this contribution to the Fjellsprengningsdagen will to some extent explains the historical evolution and the technical development

Inledning

Det är inte oväsentligt för förståelsen av dagens teknik att taga sig en titt i den historiska utvecklingen. Det är vad som detta bidrag till den Norska fjellsprängningskonferensen syftar till. Det finns olika sätt att närma sig en historieskrivning av detta slag. Man kan gå direkt på teknikutvecklingen utan sidoblickar på övrig teknik och samhällsutveckling. Det blir en striktare redovisning men blir mindre levande då den förlorar tidsanknytningen. Här har valts att dela in den bergborrtekniska historien i ett antal perioder med mycket skilda tidsutsträckningar. Det betyder också att fokus kommer att ligga på några få tidsintervall till vilka man kan knyta så kallade major leap forward vad gäller teknikutveckling. Redovisningen kommer att starta väsentligt mer än hundra år bakåt eftersom människorna har grävt i backen tusentals år tillbaka i tiden och ett antal intressanta tunnelprojekt genomfördes under den senare hälften av 1800–talet.
Innehållet i denna redogörelse grundar sig till övervägande del på dokumentering från Atlas Copco:s arkiv som innehåller såväl intern rapportering som extern publicering. Någon strikt källgranskning har ej utförts utan uppgifter i källor som anges i referenser har tagits för korrekta.

Indelning

För att underlätta läsningen skall här nedan redovisa den tidsindelning som tillämpats med motivering till val av delning. Den som så önskar kan gå direkt på nästa avsnitt i Den första perioden avser stenåldern fram till år 1857. Läsaren finner säkert denna indelning något märklig. Året 1857 är det år då den pneumatiska borrmaskinen lanseras. Perioden innehåller en inte föraktlig mängd undermarksaktivitet men lossbrytning av berg kan mera ses som ett hanverk med en begränsad insats av mekanik.
Den andra perioden sträcker sig från 1857 till 1907. Den pneumatiska borrmaskinen finns men självfallet dröjer det många år innan den får ett genombrott. Perioden kännetecknas av den första stora järnvägsutbyggnaden världen över som inbegrep en icke föraktlig mängd bergsprängning och praktikfallet Frejus järnvägstunnel mellan Frankrike och Italien kommer att kort beskrivas. Man kan här använda ordet bergsprängning eftersom dynamiten lanserades under denna period.
Den tredje periodens start har självklara grunder valts till 1907 då Atlas Copco introducerade sin första pneumatiska borrmaskin Cyclop. Man kan också med en viss säkerhet säga att handslägga och spett hade fasat ur vid industriell produktion i undermark under de 50 som löpt efter lanseringen av den första pneumatiska borrmaskinen. Denna andra period som sträcker sig fram till 1947 karakteriseras av en relativt blygsam teknisk utveckling. Undermarksarbeten bedrives men knappast i någon expanderande omfattning.
Den fjärde perioden börjar med lanseringen av hårdmetall i borrstålet och den knämatade lätta egenroterande borrmaskinen med knämatare som kunde hanteras av en man. Periodens utsträck har satts 1967 då de stora borriggarna introducerades i Skandinavien. Perioden kännetecknas av stor dynamik med kontinuerliga förbättringar i huvudsak byggda på konceptet den "lätta svenska metoden". Undermarksbyggandet upplevde en krafttig expansion och de aktiviteter som till största delen bidrog till denna. Var vattenkraft exploatering iordningställande av kommunikations leder under mark och gruvbrytning. Den femte perioden har låtits löpa från 1967 fram till 1987 då man kan säga att borriggar utrustade med pneumatiska borrmaskiner i allt väsentligt hade ersatts med riggar där hammaren hade sin energiförsörjning genom hydralik. Borriggar

för tunga borrmaskiner fick också sitt genombrott och tunneldrivningen fick en väsentligt mer maskinintensiv karaktär.
Den sjätte perioden sträcker sig från 1987 och fram till dags dato. Hade man så önskat skulle man gjort en brytning till i och med att det digitala signalsystemet CAN-BUS introducerades i slutet av 90-talet. Denna period skulle kunna kallas "introduktion av datariggar".

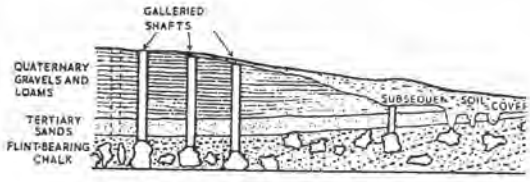
Den första perioden (Från stenålder till 1857)

Som sagts ovan studsar säkert mången läsare över att en så lång tidsperiod har så exakt slutdatum. Valet är självfallet subjektivt men år 1857 eller möjligen 58 lanserades den första pneumatiska borr maskinen. Det tog emellertid lång tid innan den slog igenom. Man har vid arkeologiska utgrävningar ibland annat Belgien kunnat konstatera att människan som levde så långt tillbaka som för 5000 år sedan ägnade sig åt underjordisk gruvverksamhet i form av brytning av flinta att använda som verktyg använda hjorthorn som man rimligtvis utan alltför stora svårigheter kunde bryta loss den kritkalk som omgav flintan (fig1).
För att komma åt flinthorisonterna sänkte man schakt och nere på rätt nivå utvidgade man schaktet och det utvidgade rummet kom att utgöra nav för flera mindre orter (fig. 2). Rummet var inte stort det hade en diameter av 2 till 3 meter.



Fig 8. Pick made of deer antler was the principal tool used by the Stone Age miners.

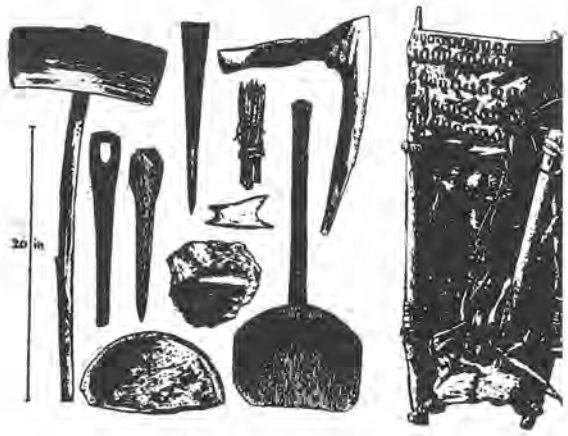
Fig1
Hacka för brytning av flinta (efter G E Sandström)



Figur 2
Schakt och kammare som start för brytning av flinta. Underjordsning när yttillgångar tog slut (efter G E Sandström)

Detta är inte det enda exemplet på underjords aktiviteter i förhistorisk tid. Listan kan sannolikt göras lång men ett exempel till skall visas och det är en saltgruva i Hallstatt. Den daterar sig till 1000 före Kristus och det är i bronsålderns senare del. Vid den gruvan drev man orter i lutning25 till 60 grader från horisontallinjen ned till salthorisonten. Därifrån drev man sedan orter för saltutvinning och dessa kunde sträcka sig så långt bort från portalen som 400 meter. Man öppnade rum av storleksordningen 12*12 meter och man tog sig ned till 100 meters djup. Vilka verktyg använde man då? Självklart var det handverktyg i form av släggor huggmejslar hackor och skopor för lastning. Huggverktygen var gjorda i brons och försedda med träskaft. Även om man

inte tror det slet saltbrytningen hårt på verktygen. Saltgruvan i Hallstadt har varit i bruk näst in till våra dagar och man vet att innan pneumatiska verktyg infördes så slet en gruvarbetare ned 10 stycken mejslar per skift så att de fick sändas för omslipning. Verktygen som brukades framgår i figur 3 nedan.



Figur 3
Väl bevarade verktyg som användes för cirka 3000 år sedan.
De är funna i Hallstatt saltgruva (efter G E Sandström)

Ett hopp på tusen år skall nu göras till fram till tiden kring Kristi födelse och Romarriket.
Gruvdrift såväl som undermarksbyggande förekom om än i ringa omfattning. Romarna tillförde inte något väsentligt vad gällde lossbrytningstekniken. Förr lossbrytning av berget använde man hackor och släggor av skilda slag (fig. 4). Tillmakningstekniken var känd men tillämpades inte på grund av olägenheterna av ångan och röken och sannolikt värmen som utvecklades, man befann sig ju i medelhavsområdet. Verktygen var tillverkade av järn och någon utveckling av lossbrytningstekniken skedde inte under romarna. Däremot utvecklade hantering av läckvatten genom att taga fram mekaniska uppfordringsanordningar. Transporter av materiel och lossbrutet berg skedde huvudsakligen genom att personalen bar bördorna. Därom vittnar gruvöppningarnas form. De var smala nedtill, precis så breda att man kunde gå i dem och vidgades från midjehöjd och uppåt.



Figur 4 Romerska gruvbrytningsverktyg från första århundradet.
Verktygen var tillverkade av järn. (efter G E Sandström)

De finns en mängd intressanta projekt att redovisa under denna första period av undermarks byggande såväl från den grekiska tiden som medeltiden.
Lossbrytningstekniken fram till sjuttonhundratalet var på många platser i stort sett densamma som under romartid med undantag för att tillmakningstekniken nyttjades. Svartkrut i samband med sprängning började dock tillämpas redan på 1300 talet och användes för första gången 1630 i Skandinavien vid Nasafjäll. Det var tyska bergsprängare som hade kallats upp för att genomföra lossbrytningen av berget. Det innebar att man för första gången borrade spränghål. Hålen var korta och man kan tänka sig att slitaget var stort på mejselskären eftersom man endast hade blötjärn. Vad vi betecknar som stål fanns över huvud taget inte. Vad gäller håldjup finns det dokumenterat från Falu koppargruva att de borrades till maximalt 1 meters djup. Självfallet var det handborrning som gällde. Två man behövdes för arbetet och en man stod slaget medan den andre skötte rotation och matning och inriktning.
Borrsjunkningen var naturligtvis låga och kraftigt varierande beroende av bergkvalitén. Någon uppgift på vilka borrsjunkningar som uppnåddes har inte kunnat spåras.
Parallellt med sprängtekniken utvecklades uttagstekniken i form av uttagssekvenser och därtill hörande förstärkningsteknik. Denna gjorde väsentliga framsteg under 1800 talet både tidigare men framför allt senare hälft.
Det finns ett intressant praktikfall som egentligen har satt gränsen mellan manuell tunneldrivning och den mekaniserade och det är Frejus tunneln. Den går även under beteckningen Mont Cenis tunneln. Med detta projekt infördes nya tekniker på flera plan och bland annat infördes borrning av spränghål med hjälp av truckluft. Detta fall kommer kort att redovisas i nästa tidsperiod där det rätteligen hör hemma.

Den andra tidsperioden (1857- 1907)

Hur såg omvärlden ut under detta halvsekel. Industrialismen fick riktiga genombrott med exploateringen av ett flertal uppfinningar av vilka ett antal låg nästan hundra år tillbaka i tiden. Bland de viktigare kan nämnas den flygande skytteln och spinnmaskiner som väsentligt minskade arbetsinsatsen för att framställa tyg. Ångmaskinen kom fram sent sjuttonhundra och revolutionerade tillgången på mekanisk energi. Man kunde förlägga verksamhet som krävde maskinell insats till andra ställen än där vattenkraft fanns att tillgå. Den välkända tävlingen mellan ångloksprototyper med George Stephensons The Rocket och bland andra uppfinnaren John Ericssons Novelty i Rainhill England 1829 utgjorde startskottet för den stora järnvägsbyggarepoken under 1800-talets andra hälft. Redan 1847 hade det 8000 km järnväg byggts i England (se fig. 5). En förutsättning för denna var att man hade lyckats med att taga fram kolstålet.

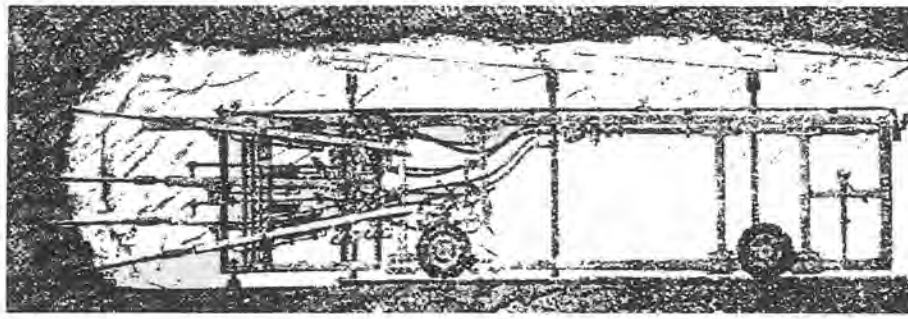


Figur 5 Europas järnvägar 1850 och 1870

Ångmaskinens bidrag i sjöfarten bör också omnämnas även om genomslaget inte var lika kraftfullt som för järnvägarna. De moderna segelskeppen konkurrerade väl med ångfartygen åtminstone på längre rutter. De färdades ofta snabbare och behövde inte förbruka kol. Det satsades dock kraftigt på sjöfart med kanalbyggen på kontinenterna men även mellan dessa
Herr Bickford tog fram den inkapslade strängen med svartkrut 1830 vilket väsentligt underlättade upptändning av sprängsalvorna. Nitroglycerin tillkom på 1840-talet och det möjligen genom en slump. Problemet med detta sprängämne var att bringa det till detonation på ett kontrollerat sätt och det blev Alfred Nobel som år 1865 tog fram en sprängkapsel som kunde initiera nitroglycerin. Man inser att det är flera faktorer som skapar ett tryck på att tillverka spränghål på ett mer rationellt sätt. 1857 kommer så den första pneumatiska bergborrmaskinen och därmed är vi inne i den andra tidsperioden.

Frejus eller M:t Cenis tunneln
Detta tunnelprojekt kan sägas markera starten för den nya tunneldrivningstekniken. Såsom framgår av kartbilden ovan för år 1870 har järnvägsnätet byggts ut mycket kraftigt i Europa såväl som i USA. Man kan också se att alperna är näst intill en vit fläck. För att taga sig genom alperna krävdes med den tidens mått långa och djupt förlagda tunnlar och den tekniken behärskade man inte. I detta fall skulle tunneln bli över 12 km lång och få en bergtäckning på upp till 1200 m vilket också medförde att man inte kunde använda sig av mellanliggande schakt för ventilation och drivning. Tunneln måste alltså drivas från ändportalerna. På grund av nytt portalläge på den franska sidan kom tunneln att bli 13,6 km.
Planeringen för tunneln pågick i tjugo år och den tiden krävdes för att taga fram ny teknik som gjorde projektet möjligt. Man tog fram en vattendriven kompressoranläggning och den vid borrmaskinen frigjorda tryckluften skulle sedan fungera som friskluftsförsörjning till tunnelarbetarna. Man sökte konvertera en ångdriven bergborrmaskin för tryckluftdrivning men inte heller det fungerade tillfredställande. Trots många osäkerheter bestämde man sig för att sätta igång tunnelprojektet och den beräknade byggtiden var 20 år.
Tunneln drevs med en bottenpilot 3,3* 2,4 m som sedan 25 m bakom fronten expanderades till full sektion om 70 m2. De första årens drivning dominerades av handhållen borrning och framdriften blev därför låg. Uppgifter går något isär på denna punkt och spannet på den dagliga framdriften var 0,25 till 0,6 m. Håldjupen var av storleksordningen 0,5 till 0,9 meter.
Från och med år 1863 satte man in Sommeillers borrigg, som vägde 12 ton och hyste 4 till 9 pneumatiska borrmaskiner, spolvattentankar samt ett urval reservdelar.
Besättningen på riggen uppgick till 30 till 40 personer. I och med maskinens inträde ökade den maximala dagliga framdriften till cirka 3 meter under 1864 och förbättrades den till 4 m fram till genomslagsåret 1870. Med maskinen borrade man 0,8 till 0,9 m djupa hål av diameter 30-40 mm och antalet i piloten var av storleksordningen 80 stycken (se fig. 7).
Utstrossning till full area utfördes som tidigare cirka 25 meter bakom pilotfronten och utfördes med handhållen borrning. För detta engagerades cirka 200 man och totalt på hela projektet var 4000 man engagerade. Projektet genomfördes alltså på 13 år vilket var väsentligt snabbare än de planerade 20.
Detta projekt initierade sannolikt en mängd andra tunnelarbeten och för den skull visas ett antal tunnelprojekt på kartan över alpregionen nedan. Flertalet av dem tillhör denna

tidsperiod fram till strax efter sekelskiftet. För att få en uppfattning om hur arbetet bedrevs visas några bilder nedan. De visar Sommeillers borrvagn i pilottunneln och en borrplan. Bildkvalitén är tyvärr låg men bilderna får ändå anses värdefulla.



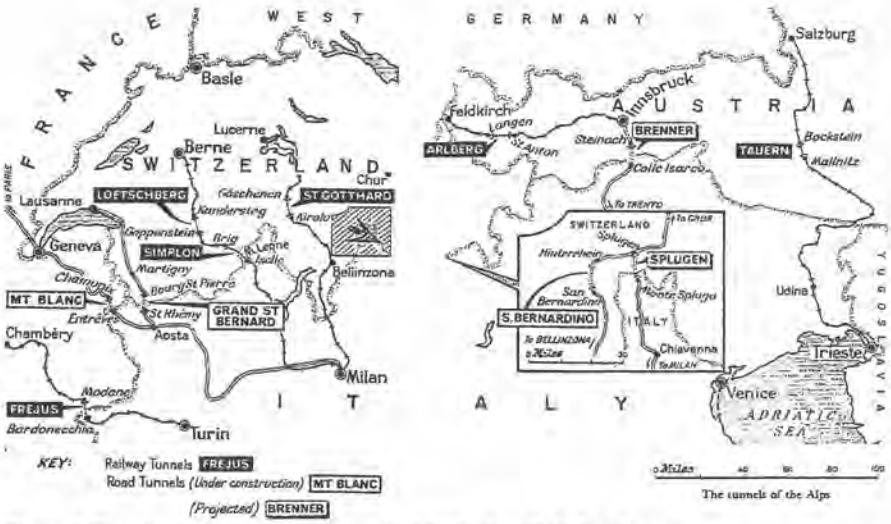
Figur 6 Sommeillers borrvagn för pilotortsdrivning vid Frejus tunneln 1857-1871. Riggen var utrustad med pneumatiska borrmaskiner(efter G E Sandström)



Figur 7 Tvärsektion järnvägstunnel Frejus 1857-1871 Pilot tunnel (efter G E Sandström)

Borrstålet hade omkring 1,5 tums diameter och tre oladdade hål utgjorde öppning. Det var en mycket kort stäcka man kunde borra innan stålet fick smidas om och slipas. Uppgifter på slitage av borrstål vid borrning med pneumatiska hammare har hittats från ett samtida (1865) tunnelbygge i Massachusetts i USA. Berget bestod där av glimmerskiffer gnejs och granit. Över en tunnelsträcka på 190 meter med arean 80 m2 presterade man cirka 10000 borrmeter och för detta blev cirka 150000 mejslar slöa. Det innebar att ett borrstål måste slipas om redan efter 7 cm. Det finns ingen anledning att tro att man skulle ha uppnått ett väsentligt bättre resultat vid Frejus tunneln.

Vad gäller borrmaskinerna vid Frejus krävdes ständiga reprationer och att hålla 20 friska maskiner framme vid pilotfronten hade man inte mindre än 60 stycken inne på repration.
Ett flertal tunnlar kom sedan att utföras i Alperna under den senare delen av 1800 talet. Här finns S:t Gotthard (1872-1880) 15 km lång och Simplon med två tunneltuber (1898-1906) 19 km.



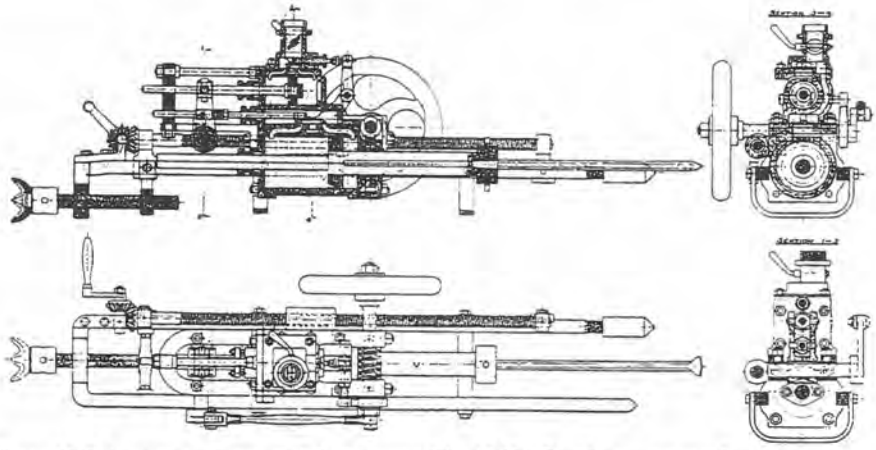
Figur 8 Tunnlar i alpregionen fram till 1960 efter G E Sandström

I Skandinavien var inte tunnelbyggnationen alls av samma omfattning som på kontinenten. Ett exempel kan dock nämnas och det Noulja tunneln vid riksgränsbanan mellan Kiruna och Narvik. Man skulle kanske ha förväntat sig att borrning skulle ha utförts med pneumatiska borrmaskiner då den utfördes vid sekelskiftet 1800/1900 men så var inte fallet. Det var dock planerat för detta men vattnet som skulle driva kompressorerna frös och spränghålen blev därför handslagna.



Figur 9 Portal vid Nuolja tunneln vid Riksgränsbanan mellan Kiruna och Narvik

Den första pneumatiska borrmaskinen kom till Sverige och Persbergs Gruv AB var av typ Schumann. Den arbetade efter samma principer som ångmaskinen men drevs av tryckluft istället för ånga och arbetade med 2 atmosfärers övertryck. Maskinen fungerade inte tillfredställande i gruvans hårda berg och fick modifieras på plats så att man slutligen nådde en borrsjunkning på 1 meter per timme.



Figur 10 Schumanns pneumatiska borrmaskin 1863 i Persbergs gruva Sverige

Den tredje tidsperioden (1907-1947)

Denna tidsperiod omfattar de båda världskrigen och den mellanliggande tiden. Det var en period då många uppfinningar från det förra århundradet förfinades, många industrier etablerades och där avfolkningen av jordbruksbygderna sköt fart. Det var en dynamisk period i den industriella utvecklingen medan den däremot synes något trög inom bergbyggnadstekniken. Man blev lite bättre men inte några så kallade major leap togs inte.
Under denna period fick de pneumatiska borrmaskinerna sitt verkliga genombrott. Även om man under denna tids period inte hade tillgång till hårdmetall så klarade sig borrstålet väsentligt bättre än de resultat man uppnådde vid Massachusetts-tunneln på 1860 talet där stålet var slött redan efter 7 cm. I skrift sannolikt från mitten av fyrtiotalet rapporteras från borrsjunkningsmätning som funktion av borrad längd med borrstålet. Man konstaterar då att borrsjunkningen är som störst 155 mm/ minut efter 300 mm borrning. Se vidare tabell nedan. Det finns inga uppgifter angående stålkvalité men man får utgå från att man använde det bästa som fanns att tillgå.

Borrad längd [mm]	Borrsjunkning [mm/min]
300	155
600	135
900	100
1200	45
1201	

Tabell 1 Borrsjunkning som funktion av borrad längd

Man kan konstatera att omskärpning av borrstålet erfordras efter 500 till 600 mm borrning. Det är inte bara skärpan som minskar utan även slitaget av krondiametern är väsentlig. Hur såg då borrkronorna ut som användes? Det mest frekvent använda var mejselskäret men flerskärskronor förekom ,se figur nedan.



Figur 11 Tre flerskärskronor: nyskärpt, lagom slitet och alltför slitet

Borrmaskinerna som exponerades i Atlas Diesels (Atlas Copcos gamla namn) produktbeskrivning från 1936 indelades i tre grupper som nedan.

I ***Maskiner med handtag***
- a. Utan automatisk rotation av borren
- b. Med automatisk rotation av borren

II ***Maskiner med luftmatning***
- a. Utan automatisk rotation av borren
- b. Med automatisk rotation av borren

III ***Maskiner med skruvmatning***
- a. Med automatisk rotation av borren

Som framgår av tabellen ovan så var det vanligt att borraren själv fick svara för rotationen genom att vrida borren fram och åter. Vid pallborrning med maskiner med handtag (typ I) gjordes upp till 6 m djupa hål utan svårighet. Maskinen levererade alltså endast slaget. Luftspolningen utfördes i det centralt belägna hålet i borrstålet. Dessa maskiner var särskilt lämpade för borrning i "hårt berg" och med det avsågs huvudsakligen kristallint berg såsom graniter och gnejser.
Maskiner med handtag och automatisk borrning erbjöds marknaden i 10 skilda varianter som hade olika slagenergier och passade för olika bergmaterial och håldjup. Några av de tio hade vattenspolning istället för luftspolning.
Sedan finns de två grupperna som har matning antingen med luft eller skruv. Man har här den manuella matningen i form av kroppskrafter ersatt med kraft skapad genom



CH-5. CH-50.

Figur 12 Bergborrmaskin utan rotation (Ur Atlas Diesel produktpresentation 1936)

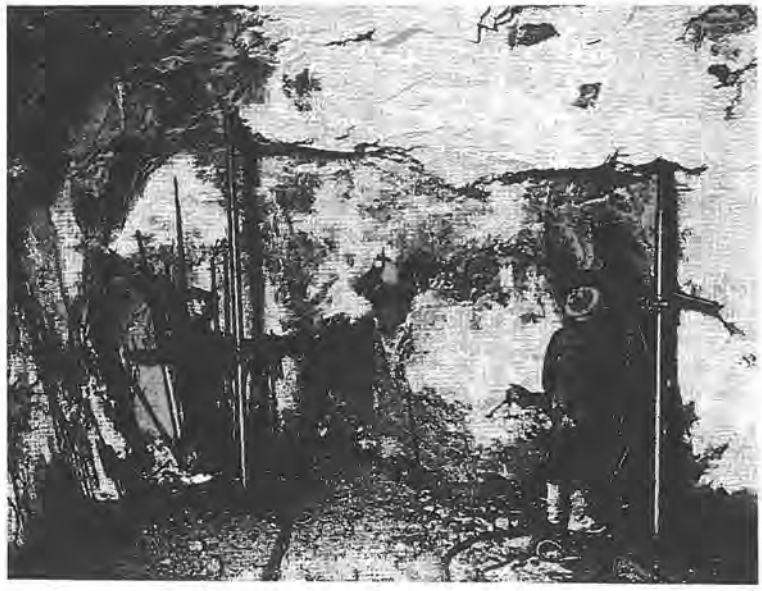
tryckluft eller med mekanisk skruv. I fallet skruv utfördes den skruvande rörelsen manuellt. Det är intressant att konstatera att man erbjuder både automatisk och manuell rotation. I figur nedan visas borrmaskinen Cyclop 65 som representant för denna grupp med manuell rotation. Det är den största maskinen av denna typ och väger 36 kg. Såsom tydligt framgår av figur har den vattenspolning och manuell rotation.



Cyclop 65.

Figur 13 Borrmaskin Cyclop 65 med luftmatning och manuell rotation. Borrmaskinen är avsedd för vattenspolning. (Ur Atlas Diesel produktpresentation 1936)

Det kan vara av intresse att notera att man skriver i produktredovisningen att vid uppåtriktad borrning kan ofta massivt borrstål med korsformig sektion användas som gör att borrmjölet lätt glider ur borrhålet. Man tillägger dock att, medger förhållandena vattenspolning så är den att föredraga då den oskadliggör det för maskinskötaren hälsovådliga borrmjölet.
En borrmaskin med luftmatning och automatisk rotation visas i figur nedan då den befinner i arbete.



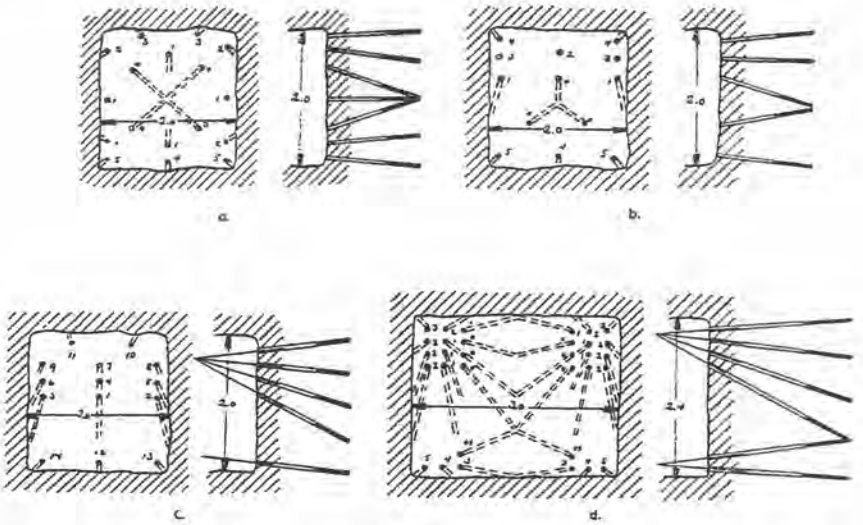
Bergborrmaskiner RWT-80 i arbete.

Figur 14 Bergborrmaskin RWT 80 med luftmatning och automatisk rotation av borren. Observera att den vertikala stången är ett hjälpmedel för positionsring av borrmaskinen.

För att hålla de tunga RWT-mskinerna på plats fanns det pneumatiska pelare på vilka borrmaskinerna kunde monteras. Nettovikten för dessa maskiner låg i spannet 30-50 kg.

Pelarna var som framgår av figur ovan avsedda för underjordsarbeten där det gavs möjlighet att spänna fast pelaren mellan tak och sula.

De tyngsta maskinerna var försedda med skruvmatning och medföljande borrstöd och var främst avsedda för långa hål såväl horisontella som vertikala. Långa hål krävde större håldiameter vid borrningspåhugg. De kunde även användas vid tunneldrivning förutsatt att man använde borrvagn.
Hålsättningen av salvan anpassades naturligtvis till borrmetoderna och därför visas några bilder nedan hur hålen placerades i en liten tunnelort som var typisk för gruvdrift.



Figur 15 Några typiska hålsättningar för sprängning av små gruvorter.

Ett praktikfall från åren 1937-1939 skall här kort återges. Det är en spårvägstunnel i Hammarby med tunnelarea av 33,5 m2 och den består två bitar vardera 400 meter långa. Berget var granit och tunnlarna drevs från den öppna sträckan mellan tunnlarna som var 550 meter lång. Vid detta arbete användes för första gånge i Sverige en s.k. borrjumbo. Det var en ställning som täckte tunnelns hela sektion och från vilken man kunde bedriva borrningen och därvid driva tunneln i full sektion. Ställningen förflyttades med hjälp av en lastbil. Drivningsupplägget var dubbelfrontsdrift, man borrade och laddade i den ena tunneln och lastade ut i den andra.
Borrhålsdjupet var dryga 3 m och man fick indrifter på 2,7 m. Borrningen utfördes med 6 stycken driftermaskiner med beteckningen RWT 805 som var monterade på pelare och för borrningen av hela salvan krävdes cirka 250 borrstål. Med borrmaskinen uppnådde man 6-6,5 m/timme inklusive flytt av borrmaskin och tar man med tid för borrstålbyte samt tid för att taga loss fastborrat stål så sjönk kapaciteten till cirka 5 meter per timme. Håldiametern var en tum och man använde fyskärskrona som måste slipas om efter 1 till 1,2 meter. Hela salvan omfattade 55-60 hål och det blir cirka 180 borrmeter och det ger 2 borrmeter per m3. Kompressorstationen som låg på den öppna delen mellan de två tunnlarna levererade 27 m3 fri luft per minut. För sprängningen åtgick 1,4 kg sprängämne/m3 och det kan nämnas att man använde elektriska tändare med tidsfördröjningar upp till 2 minuter.

För utlastningen hade man en elektrisk grävare med 0,4 m3 skopa och kapaciteten var 9 verkligt fasta m3 per timme.
Den genomsnittliga framdriften över en fyraveckorsperiod var totalt 65 meter för de båda fronterna eller en salva per dag. Det kan vara intressant att säga något om hur betalningen av arbetarna var vid detta tunnelarbete då det sannolikt var typiskt för den tiden. De fick betalt för varje uttagen m3 enligt den teoretiska sektionen men fick betala för borrstål, sprängämne och tändare. I detta fall fick de SEK 7,30/m3 och hade utgifter på 3,55 där huvuddelen var dynamiten som tog 2,76. Basic cost för berguttaget var totalt SEK 20,10/m3.

Den fjärde tidsperioden (1947-1967)

Denna period 1947-1967, kan anses som en mycket dynamisk period av bergborrningstekniken. Det finns tre innovationer eller förbättringar som är orsaken till detta nämligen den så kallade hårdmetallen, den lätta borrmaskinen och tryckluftmataren som går under beteckningen knämataren. Alla tre kom inte fram samtidigt men 1947 var tekniken etablerad även om det skulle dröja flera år innan den fick fullt genomslag.
Hårdmetallen, Tungstenkarbid hade ett antal år tidigare upptäckts vara mycket motståndskraftig mot slitage av bergartsbildande mineraler. Man hade också lyckats fästa den vid borrstålet genom lödningsförfarande och den utgjorde själva eggen på borrkronan.



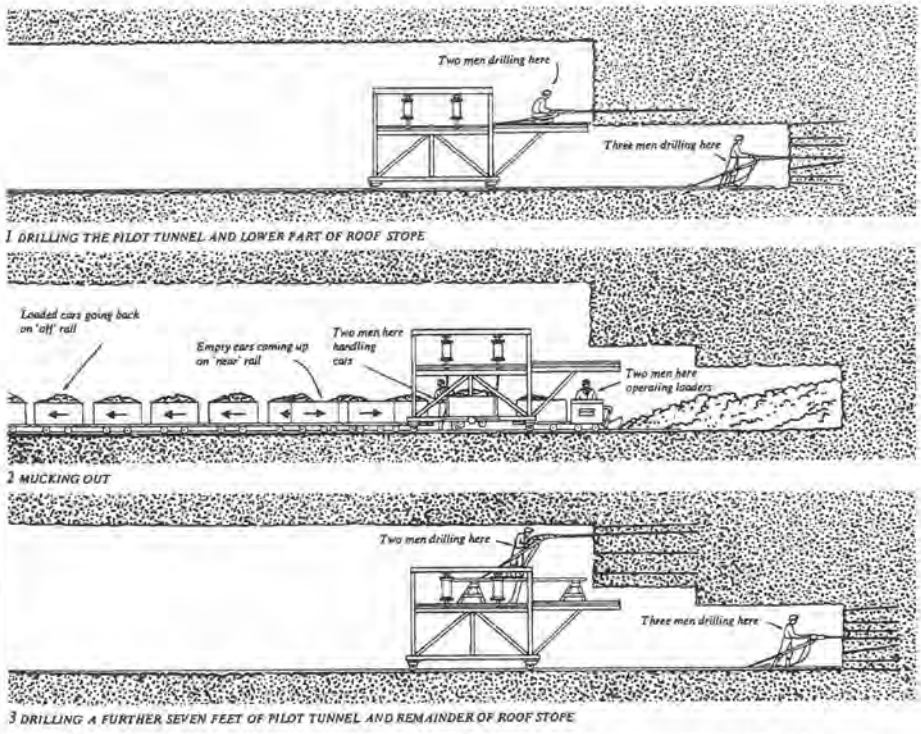
Figur 16 Visar tillgängliga fyrskärskronor med hårdmetall eggar. Bilden är från ett tysk tidning om bergsprängningsteknik och är daterad till tidigt 60-tal.

Den lätta tryckluftsdrivna borrmaskinen med automatisk rotation som kunde hanteras av en man var ett rejält teknologiskt steg. Som framgår av redovisningen ovan om föregående period så fanns redan då snarlika modeller, men det var smidigheten utan att ge avkall på robustheten som var det nya.
Knämataren även den tryckluftsdriven var också en förbättring i jämförelse med tidigare arrangemang med en rak matare som där reaktionskraften fördes till berget via ett separat monterat spännben som var fallet under den föregående tidsperioden.



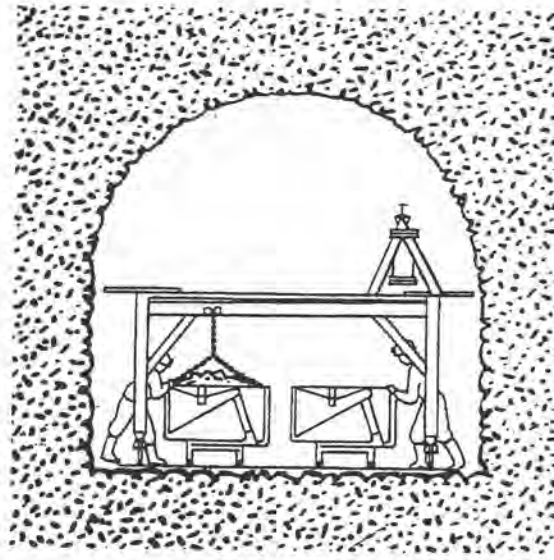
Figur 17 Den lätta svenska metoden

Det ovan beskrivna kom att marknadsföras under namnet "Den lätta svenska metoden". Som en följd utvecklades bättre borrplattformar eller jumbos som gjorde det lätt att förflytta de handhållna borrmaskinerna och även täcka stora tunnelareor. Exempel på detta kommer att visas nedan. Sprängtekniken utvecklades likaså med bättre och säkrare tändare samt en differentierad laddteknik där man tog hänsyn till hålen placering i salvan. Man lärde sig också att hantera sämre bergförhållanden med en effektivare förstärkningsteknik.
Det finns sannolikt även andra skäl till att perioden blev dynamisk. Det andra världskriget var slut industriproduktionen ställdes om från krigsmateriel till varor och tjänster för individuell konsumtion. Personbilsproduktionen sköt ordentligt fart, jordbruket mekaniserades i allt högre utsträckning och detta medförde att folk kunde föras över till industriproduktion. I och med detta ökade rörligheten och behovet av nya och förbättrade trafiksystem växte. Många städer byggde ut sina metros eller tunnelbanesystem, det tillkom vägar som i många fall krävde tunnlar. Vattenkraften fick en snabb utbyggnad nu när det blev möjligt att taga ut berg på ett mer kostnadseffektivt sätt samtidigt som industrin och ävenså den privata sektorn efterfrågade mer elkraft.
För att konkretisera vad som ovan sagts om utvecklingen under de två decennierna skall glimtar ges från några praktikfall.
Det första exemplet är första utbyggnaden av Vinstra kraftverk i Norge där tunnelsprängningarna utfördes kring 1950. Huvudtunneln för vattenvägen är hela 23 km lång och har en tvärsektion av 30 m2 som är D-formad. Detta projekt var framgångsrikt och den har fått markera det internationella genombrottet för den lätta svenska metoden. Drivningsupplägget framgår av de två figurerna nedan.



Figur 18 Drivningsupplägg huvudtunnel vid Vinstra kraftverksutbyggnad cirka 1950

I ord var upplägget så att man gick före med en pilot över full tunnelbredd i botten cirka 13 m2 och strossade sedan ut taket i två steg. Vid det första skiftet borrades piloten till dryga 2 m(7 fot) och första takstrossen som bestod av 5 hål till dubbla det djupet och efter sprängning vidtogs utlastning. Vid andra skiftet borrades piloten igen samt resterande hål för takstrossen också de till dubbla pilothåls djupet.
Man var totalt sex man på skiftet, 5 borrare och en förman och man presterade i snitt 25 tunnelmeter per vecka vilket motsvarar 2 två salvor per dag. Mobiliseringen för varje salvborrning var extremt kort och uppges ha varit cirka 7 minuter. Borrstålet klarade 15 meter innan omslipning krävdes. Berget uppges ha varit en glimmerskiffer skulle ha varit medelsvårt att borra och svårsprängt. Vad man ansåg anmärkningsvärt var att under borrningsmomentet så gick borrmaskinen i 85 procent av tiden.
Detta projekt nyttjades av Atlas Diesel vid marknadsföringen av den lätta svenska metoden.
Det finns ganska gott om rapporterade praktikfall från denna period och ännu ett skall därför redovisas. Uttag av pallen vid utloppstunneln till Harrsele kraftstation i syfte att något också belysa pallborrning vid denna tidsperiod. Hela tunnelns tvärsektion var 260 m2 med en bredd av 15 m och höjd av dryga 18 m. Tunnelns längd var 3400 m. Delning på galleri och pall gjordes så att de blev lika stora nämligen 130 m2. Såväl galleri som pall drevs från tunnelns båda ändar som dock inte var fria utan gavs tillkomst genom tillfartstunnlar 44 m2 stora. De var 400 m och 120 m långa. Allt berguttag inkluderande både tillfartstunnlar avloppstunnel och kraftstation genomfördes på 3,5 år (1953-1957). Framdriften försinkades av omfattande kaolinisering av berget som bitvis krävde full betonginklädnad.



Loading a car and switching it from one rail to another by the pneumatically operated boom on the drill carriage is a matter of minutes.

Figur 18 Tvärsektion (30 m2) av huvudtunnel vid Vinstra kraftverksutbyggnad cirka 1950

Pallsprängningen vid uppströmsändan började i maj 1956 och i februari 57 hade man tagit ut 1660 m pall. Från nerströmsändan startade man i december 1955 och hade tagit ut cirka 1500 m i september 56. Adderar man den totala insatsen blir det 18 månaders enkelfrontsdrivning av pallen, vilket motsvarar ett snitt på 175 meter per månad eller 23000 m3/månad.
Uttagsmetodiken framgår av figur nedan. Några förklarande uppgifter lämnas i tabellform nedan.

Pallhöjd	8,7 m
Håldjup	12 m
Håldiameter	48 mm
Hållutning	1:2
Försättning	2 m
Hålavstånd	1,9 m
Spec. borrn.	0,36 bm/m3

Tabell 2 borrdata

Speciell borrjumbo med 9 borrmaskiner
Borrmaskin: Atlas Copco BBC42
kedjematat med matarlängd 4,8 m
Borrstål: Sandvik 1¼" extension
repgänga och 4-crossbit 48 mm
Extra AC wagon drill för släpande hål
Besättning: 3 borrare & 5 laddare
Utlastning: Marion med 1,9 m3 skopa

Tabell 3 borrutrustning

Borrmaskinerna presterade i snitt 6,8 m/timme inkluderande stångskarvning och flytt. Lastaren presterade 60-70 m3/timme och det är ett långtidsvärde som innefattar störningar av skilda slag. Den sammanlagda kapaciteten för en enkelfront blev i snitt knappa 8 meter per arbetsdag.

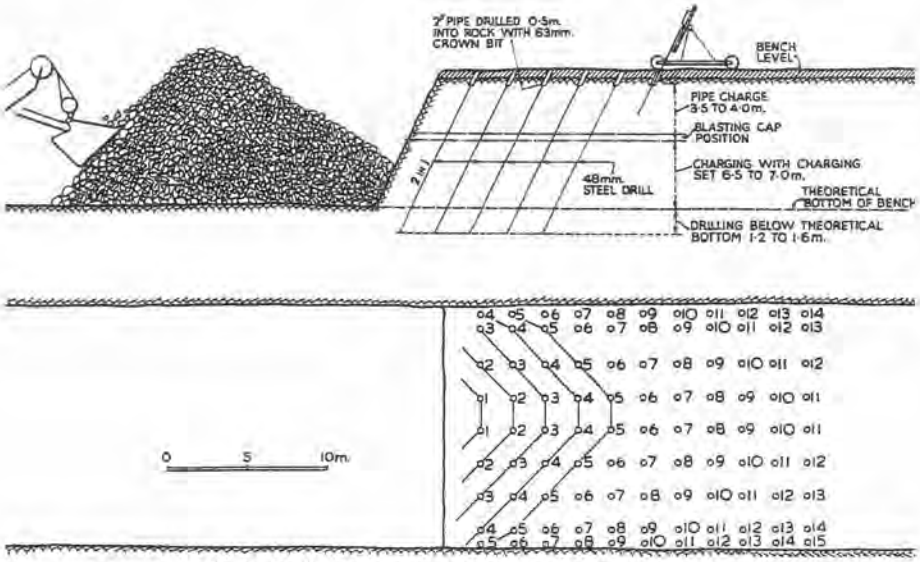
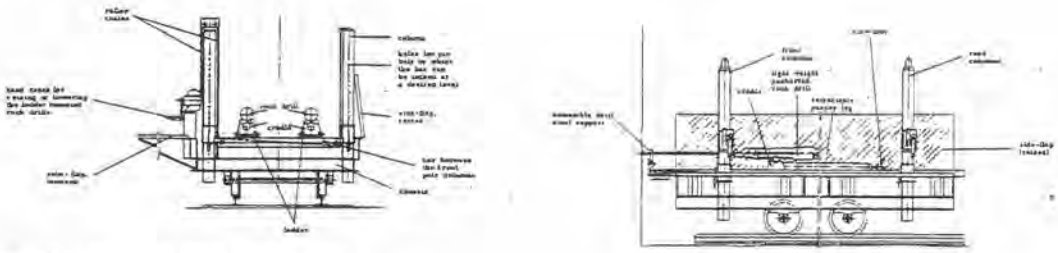


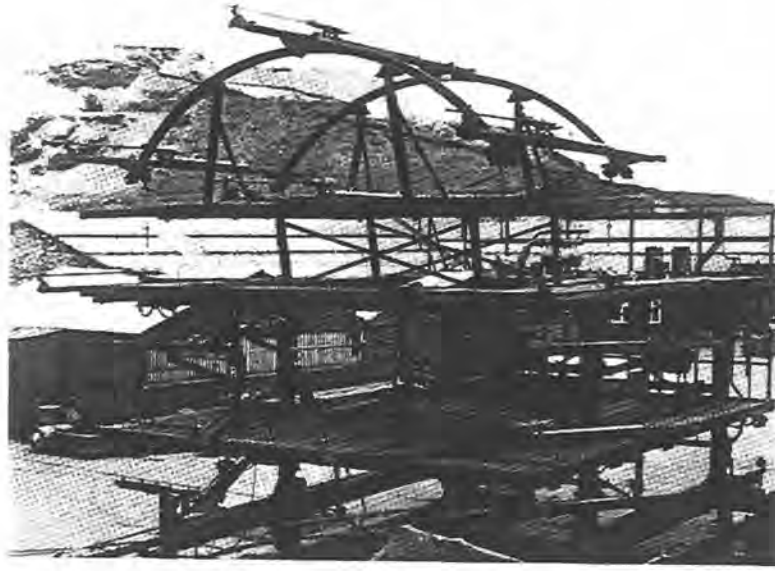
Fig. 2. Drilling pattern used for bench blasting at Harrsele

Figur 20 Metodbeskrivning samt borr och tändplan för palluttaget av avloppstunneln vid Harrsele kraftverksbygge. (Från Waterpower juli 1959 Ahlström & Jörgenssen)

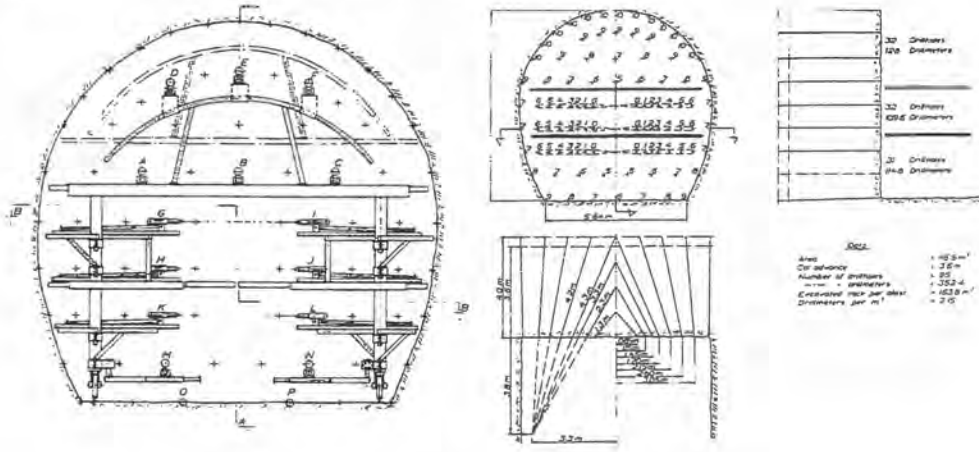
Det var uppenbarligen så att man många gånger ville komma bort från de påfrestande arbetsmomenten som den lätta metoden innebar. Sannolikt avsåg man att få maskinoperatören (borraren) att ta hand om mer än borrmaskin såsom i exemplet ovan med pallborrning. Man kan nämligen vid genomgång av tunnelbyggnadslitteratur från den tiden stöta på en mängd olika borrplattformar eller jumbos som de också betecknas. Nedan skall några exempel visas utan någon närmare analys.
Det första exemplet är en rälsburen vagn med stegmatare för de hål som ligger i salvans centrala delar där parallellhålsöppningen återfinns. En bättre parallellhållning var resultatet och möjlighet öppnades för längre salvor i småtunnlar. En operatör kunde utan större svårighet sköta två maskiner först en reguljär lätt borrmaskin med vinkelstödben och som nummer två den ena borrmaskinen av de två som var monterad på vagnen. Uppställningen för borrning med fyra maskiner kräver alltså endast två operatörer.



Figur 21 Rälsvagn med stegmatare



Figur 22 Borrjumbo med stegmatare för en tunnelarea av 45 m2. From Inverawe Hydroelectric power scheme. (Se vidare nästa bild)



Figur 23 Invernawe Hydrolectric powerscheme skiss över borrplattform samt borrplan

Exemplet ovan visar en borrjumbo för en större tunnel där man använder så kallad V-cut. I detta fall med en borrjumbo utrustad med 16 stegmatare krävs 8 borrare för att hålla alla 16 borrmaskinerna fullt sysselsatta.
Alla dessa olika typer av borrjumbos förebådar inträdet av vad man idag menar med en borrjumbo, en bärare med individuellt manövrerade bommar som var och en bar en borrmaskin monterad på en matare. Borrmaskiner som kan utveckla större effekt i slaget och därigenom höja borrsjunkningen. Man är då framme vid nästa tidsperiod.
Byggandet av Mont Blanc tunneln (1959-1961) borde ha en given plats i

historieskrivning om bergborrning i samband med tunnelbyggnation men den har här utelämnats för att ge plats för det Skandinaviska bergbyggandet. Skillnaderna i teknikerna är dock inte särkilt stora och kan inte hänföras till borrningstekniken.

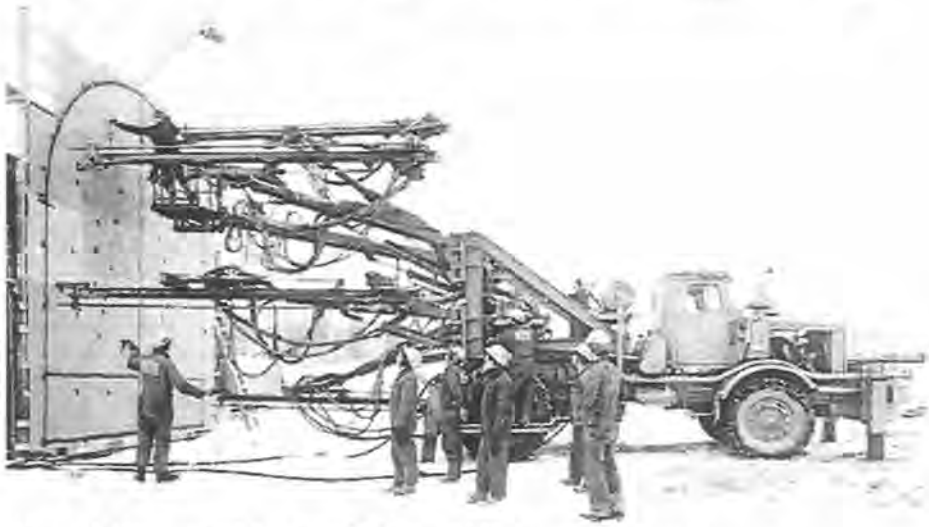
Den femte tidsperioden (1967- 1987)

Vid inledningen av denna tidsperiod lanserades de tunga borrmaskinerna som bara kunde bäras av borriggar. Det var från USA med Ingersol Rand och Gardner Denver denna nya teknik kom. Detta medförde att den lätta svenska metoden trängdes tillbaka men kom under lång tid att finnas med vid så kallad småtunneldrivning. Faktum är att den används fortfarande på flera håll i världen.
De borriggar som kom var mobila genom egen framdrivning. Varje jumbo som de också kallades bestod av ett antal karakteristiska element och dessa var som anges i tabellen nedan.

Bärare med egen framdrivning
Fästanordning för borrbommar
Bommar som kan röras med hjälp hydrauliska cylindrar
Matare som bärs upp av bommen
Borrmaskin som fästes vid och löper längs mataren

Tabell 4 Borrjumbos karakteristiska element

De första borrjumbos som kom att brukas i Skandinavien såg ofta ut som vad man idag kallar hembyggen. Bäraren kunde vara en kraftig truck som hade gjort sitt som transportör av bergmassor men var ändå funktionsdugligt. Fästanordningen för bommarna var en hopsvetsad stålbalkställning medan bommar, matare och borrmaskiner var tillverkade i serier. Ett exempel på sådan rigg ges i figuren nedan. Det är en borrjumbo från tidigt 70 tal eller möjligen sent 60-tal som togs fram av Skanska för att användas vid tunneldrivning i samband med vattenkraftutbyggnad i Sverige.

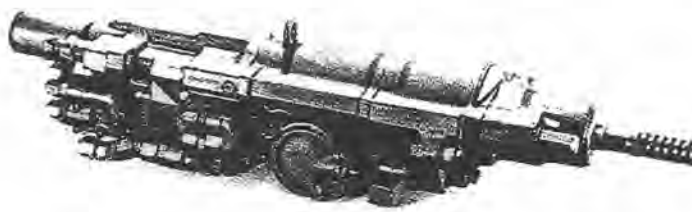


Figur 24 Borrjumbo från cirka 1970 avsedd för tunneldrivning vid vattenkraftsutbyggnad (Från Skanska)

De typiska borrmaskinerna som får representeras av Cop 125 vägde 120-160 kg och utvecklade en slageffekt i storleksordningen 10 kW och man erhöll en borrsjunkning kring 1 meter/minut. Det inses lätt att manuell hantering var helt utesluten, här krävdes kraftiga bärare och god mobilitet.
Framstegen under denna 20 årsperiod karakteriseras av en kontinuerlig utveckling där man tar till sig förbättringar i konstruktionsmaterial som utvecklats inom andra sektorer inom industrin. Ett exempel på detta är att man lämnade stålet som material i matare för aluminium med sprutade profiler. Ett annat är utveckling av hydraulslangar och hydraulcylindrar som kan arbeta med högre tryck och de ges därigenom en slankare utformning.
Vidare överger man begagnade truckar som bärare mot standardiserade sådana, anpassade för skilda tunnelstorlekar. Krav på bättre arbetarskydd blir allt högljudare och de nya kraven planeras in vid konstruktion av nya riggmodeller. Utvecklingen kan uttryckas som ett kontinuerligt gnetande om man vill vara negativ.
På en punkt sker dock en drastisk förändring under denna tidsperiod och det är introduktionen av den hydrauliska borrmaskinen. Denna lanserades i början av 70-talet och vann snabbt popularitet bland användare. Dessa maskiner gav cirka 25% bättre borrsjunkning vid en jämförelse med luftmaskiner vid lika så kallad slageffekt. De kunde utformas så att stötvågen som sändes in i borrstången var väsentligt gynnsammare med avseende på påfrestningar i borrstålet och som följd härav minskade borrstålförbrukningen. Atlas första borrmaskin Cop 1038 av hydraultyp hade en reflexdämpning som hanterades av en mekanisk fjäder. Vidare kunde varvtal för borrstålrotation varieras vid hydraulmaskinen vilket inte var fallet vid luftmaskinen. Separatspolning infördes som medgav ett högre spoltryck och en ökad driftssäkerhet. Andra klara förbättringar som följde har listats nedan.

Bättre utnyttjande av tillförd energi (verkningsgrad)
Mindre buller genereras vid borrning
Borrmaskinen bildar ingen dimma och frysrisk är helt eliminerad
Få rörliga delar som är väl smorda
Möjlighet att variera slagverkstryck samt slaglängd

Man kan konstatera att den nya tekniken medförde en mängd fördelar utan att egentligen införa några nackdelar, vilket är något ovanligt och kanske det förklarar det snabba genombrottet för tekniken.
Självfallet stannade inte utvecklingen upp efter lanseringen av den första borrmaskinen utan som alltid kom förbättringar och det tillkom också nya funktioner.



Figur 25 Borrmaskin Cop 1038 var Atlas Copcos första hydrauliska borrmaskin (lanserades 1973)

De första enkla hjälpmedel för att orientera borrbommar och matare i rätt position lanserades under denna tidsperiod. Man placerade helt enkelt vinkelgivare på bommen. Ett avläsnings instrument placerades intill operatörsplatsen och operatören fick därvid hjälp att ställa in såväl horisontal som vertikal vinkel på mataren. Det krävdes dock alltjämt att tunnelöppningens profil ritades ut på fronten.
Utvecklingen på borrstålssidan tog under denna period ett rejält kliv framåt i och med införandet av stiftborrkronor. Tekniken togs egentligen över från oljeborrningstekniken med rullborrkronor. Dessa borrkronor hade från början inte stift utan de koniska rullarna som utgjorde själva verktyget hade karaktär av grova kugghjul och berget kom därvid att krossas under spetsen på kuggen. Det fanns alltså ett behov av att förbättra slittåligheten hos dessa spetsar och det var här som hårdmetallen ersatte kuggarna i form av stift. När man så lärde sig tekniken att krympa fast stiften istället för att som tidigare löda fast dem var tiden mogen för applicera tekniken för den slående borrningen.



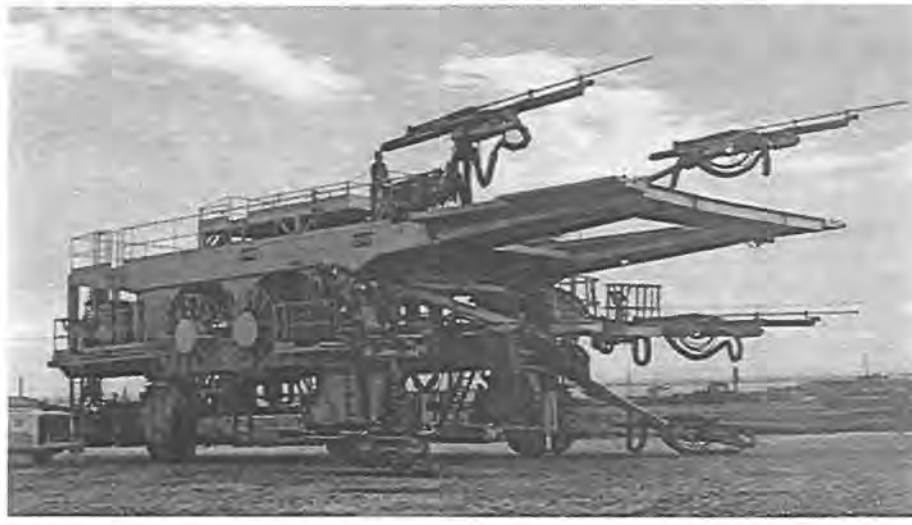
Figur 26 Stiftborrkrona introducerades under 70-talet

Vad blev då resultatet av införandet av stiftborrkronor. Borrsjunkningen ökade om än måttligt förbättringen och skall man nämna en siffra så är 20 % en relativt korrekt siffra. De var också billigare att tillverka vilket bidrog till att reducera kostnaden per meter borrhål. De hade bara en nackdel och det var att vid borrning med dessa kronor blev hålrakheten sämre. Nu är den vid de relativt korta hål som tillämpas vid tunnelsprängning oftast försumbar men vid längre hål som vid injekteringsborrning kan den inte negligeras. Tekniken har då varit att ta till hjälpmedel som grövre hål och därvid erhålls styvare borrstänger som för bättrar hålrakheten. Andra hjälpmedel för att hålrakheten kom också till under denna period. Rörborrsträng TDS-tube av begränsad längd som appliceras närmast borrkronan är en och en annan är att utvecklingen borrkronorna såsom guidebits, retrac och kronfrontens utformning.
Vilka spår satte då den ovan redovisade utvecklingen i tunneldrivningstekniken? Här skall ett praktikfall kort redovisas.
Det första fallet är ett vattenkraftprojekt vid Skibotn i Nordnorge. Det genomfördes i slutet av 70-talet och omfattade hela 35 km tunnel av storlekar som varierade mellan 18 och 30 m2. Merparten av arbetena låg på den lilla tunnelstorleken (18 m2) och entreprenören Höyer Ellefsens drivningskoncept för den var gummihjulsburen med lastnischer varje 120 meter. Maskinuppsättningen var som visas i tabell nedan.

Borrigg Atlas Promec TH 470 med Cop 1038 HD
Anfo laddaggregat på lastbil
Lastare Caterpillar 980
Lastbilar 10-12 m3

Tabell 5 Utrustning vi påslag 2 Skibotn

Bemanningen var två man för borrning och laddning samt en man för lastmaskinen summa 3 man. Bergtransporten var på underentreprenad hos en lokal åkare. Siffrorna som presenteras omfattar 3-skiftsarbete som då fortfarande var accepterat i Norge och arbetstiden var alltså 120 timmar per vecka. Under en tvåmånadersperiod under hösten 1977 uppnådde man is snitt cirka 130 meter per vecka vid tvåfrontsdrift. Det är möjligt att denna korta tid ej är representativ för hela projektet men det visar ändå vad man kunde uppnå med de utrustningar som fanns att tillgå under denna tidsperiod. Man presterade inte mindre än 10 salvor per dag eller 3,3 stycken per skift. När tunnelfronterna kom så långt ifrån varandra att transportiden blev besvärande övergick man till två enkelfrontsdrifter och man presterade då i genomsnitt 90 meter per vecka och front. Vid övergång till tvåskift sjönk självfallet kapaciteten proportionellt med tiden. Man kan bara med detta exempel konstatera att om den moderna utrustningen kom i rätta händer var det möjligt att prestera mycket goda resultat.
Ett annat exempel på tunnedrivning från samma tidsperiod är vägtunneln Frejus som löper i närheten av den gamla Frejus järnvägstunneln som beskrivits tidigare.
Den totala tunnellängden var här 13 km och man drev tunneln från ändportalerna med en fransk och en italiensk front. Tvärsektionen var 85m2.
Den franska fronten hade reguljära borriggar, två stycken 5 bomsriggar och 2 stycken 3-boms bultriggar. Den Italienska sidan hade en rigg speciellt byggd för ändamålet se figur nedan som var utrustad med 6 bommar att användas för både salva och bultning.



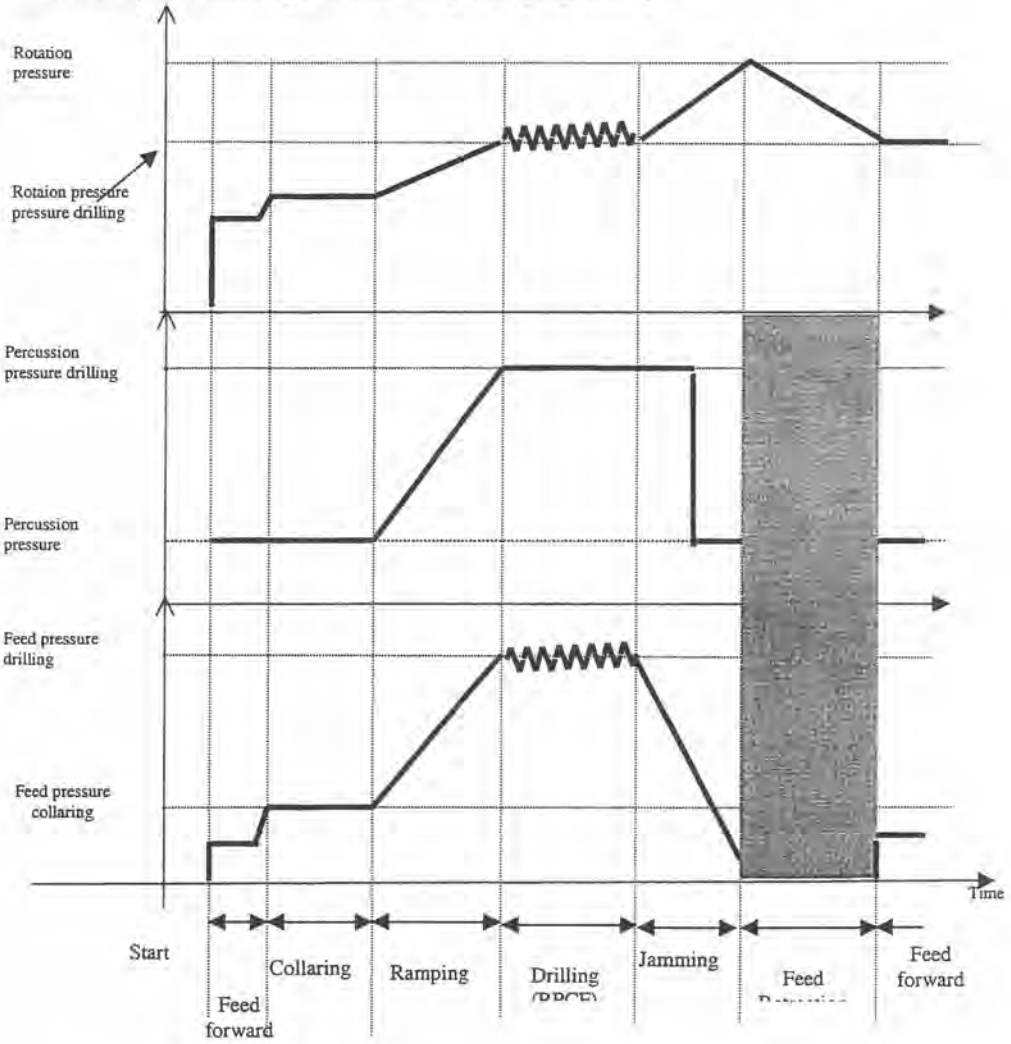
Figur 26 Italiensk portalrigg byggd för Frejus tunneln med 6 stycken borrmaskiner Cop 1038 (Atlas Copco Italien)

Salvan innehöll cirka 120 hål med diameter 51 mm. Salvdjupet varierade mellan 4,3 och 5 meter. Utlastning skedde med en 150 kW Bröyt grävare. För borrning, laddning, sprängning samt skrotning åtgick 4,5 timmar. Utlastning bultning och annan förstärkning tog 6,5 timmar. Genomsnittliga framdriften per dag var 7,5 meter och maximalt 12 meter.
Man må göra reflektionen att det var ett stordåd den fösta Frejustunneln 70 m2 stor som kunde färdigställas på 13 år när man konstatera att dryga hundra år senare tar det 5 år att göra 85 m2 stor tunnel på samma plats.

Den sjätte tidsperioden (1987-2001)

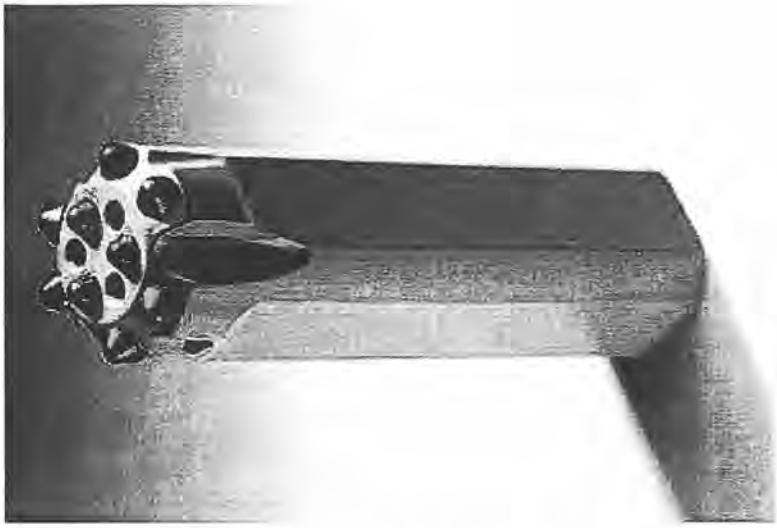
Denna period kan karakteriseras som elektronikens intåg i bergborrning. För Atlas Copcos del startade det egentligen 1986 med den så kallade Robotboomer som lanserades i Las Vegas det året.
Det innebar dock inte övrig utveckling inom bergborrningstekniken avstannade. Ett antal betydande framsteg gjordes utanför den elektronikrelaterade disciplinen och några av dessa skall först presenteras.
Hög borrsjunkning eller penetration har alltid varit av centralt intresse för bergbyggaren. Det är nästan alltid den första frågan entreprenören ställer till maskinleverantören. För att möta kraven från användaren har utvecklingen gått mot allt större effektuttag ur borrmaskinerna. Det kan ske antingen genom en ökning av slagfrekvensen med bibehållen effekt i det enskilda slaget eller så kan effekten i det enskilda slaget ökas genom att slagkolven ges en högre anslagshastighet eller vikt. I det senare fallet sätter borrstålet en gräns för hur stor effektökningen får vara.
Atlas Copco presenterade 1992 en borrmaskin benämnd Cop 1838 ME som var en direkt utveckling av maskinen Cop 1238 ME. Slageffekten hade ökats från 11 kW till 18 kW genom en höjning av slagfrekvensen från 50 till 60 Hz samt en höjning av anslagshasigheten. Detta hade möjliggjorts av djupare insikt i skarvarnas funktion under borrning. Det som möjliggjorde uppgraderingen av slageffekten var introduktion av den så kallade dubbeldämparen som på ett mycket effektivt eliminerade den reflekterade stötvågsenergin. Slutresultatet av denna förändring blev en 50 procentig ökning av borrsjunkningen och dessutom erhölls en inte oväsentlig frbättring av livslängden hos borrstålet.
I och med att man har fått borrmaskinerna att prestera mer så har man fått ett behov av riggar som kan ge en större täckarea eftersom det räcker med att ställa upp en rigg med tre borrmaskiner framför en stor tunnelgavel istället för två riggar som tidigare kunde vara fallet för att klara borrningsmomentet på en rimlig tid. Atlas Copco har löst detta genom att montera på kraftiga länkararmar på vilka de reguljära borrbommarna kan monteras (se fotografi nedan).
Under 1988 introducerades en funktion som kom att minska fastborrning av borrstål och den fick beteckningen RPCF som stod för "rotation pressure conrolled feed force". Den innebar i enkla ord att vridmomentet som erfordras för att rotera borrstången hade en styrande inverkan på matarkraften av borrstålet. Blev vridmomentet för stort så minskas matningskraften och vice versa. Samtidigt kom funktionen FPCI som står för "feed pressure controlled impact" och det betyder slageffekten styrs av matartrycket.
Försvinner eller minskar matartrycket kraftigt av någon anledning så måste slageffekten reduceras för att borrstålet inte skall slås sönder. Den finns risk att stiften i en borrkrona skulle kunna släppa om de inte får något motstånd det vill säga en bergyta att trycka mot. Hur dessa två ovan nämnda funktioner arbetar beskrivs väl i diagramfigur nedan. Bilden har givits så stort utrymme då den väl i detalj visar hur en modern borrmaskin

arbetar. Det är inte längre bara hamra och rotera utan den arbetar helt beroende av aktuella bergförhållandena. Påhugget sker med stor försiktighet för att borrkronan skall få en bra start utan glidning på bergytan och när påhugget är säkrat rampas feed pressure och percussion pressure upp. Rotations trycket följer med och utgör hela tiden en kontroll på att man inte borrar fast som sagts ovan. När så rotationstrycket skenar iväg som visas på figuren är man på väg att råka ut för fastborrning. Feed pressure eller matningskraften går då ned och vid en definierad nivå så tas slaget bort för att ej skada borrstål. Man får sedan börja om igen.
Varför lägga ned så stor möda på att beskriva en detalj som denna ovan. Detta sätt att göra borrningen mer intelligent får betraktas som typisk för denna period. Det som ovan visades styrdes inledningsvis med vanlig analog signalering.



Figur 27 Schematisk redovisning av samspel mellan matningskraft, vridmoment och slagverkstryck. Den horisontella axeln representerar tid

Till andra icke elektroniska framsteg från denna period hör introduktionen av borrkronor utrustade med stift med ballistisk (halvballistisk) form. De var enkelt uttryck spetsigare än de sfäriska som hade funnits fram till 1988. De framtogs för bruk i framför allt sedimentära eller andra mindre hållfasta bergarter. En sådan borrkrona visas på figur nedan. De medförde också en klar förbättring av borrningshastigheten och de har alltmer kommit brukas även i slitande och starkt kristallint berg.



Figur 28 Borrkrona försedd med ballistiska (halvballistiska stift)

Under de sista åren av 1900 talet kom de riggar som man har givit beteckningen "Datariggar". De går även under namnet CAN bus riggar eftersom de har försetts men ett styrsystem som är helt digitaliserat. Ordet CAN står för Controlled Area Network och innebär att alla order skickas med en digital kod över en kabelslinga till vilken en mängd funktioner är ansluten. När en order går ut från en centralt placerad dator på riggen till exempelvis en hydraulventil så innehåller orden en adress och ett uppdrag. Vilka är då konsekvenserna av ett CAN bus upplägg av styrsystemet? För det första så minskar antalet kablar drastiskt. Som jämförelse kan man taga bilindustrin som tidigare införde detta system. I en bildörr på en tidigare välutrustad Volvo fanns tidigare inte mindre än 40 kablar som med CAN bus utförande kunde reduceras till 3. Vidare har de hydrauliska ventilerna kunnat utlokaliseras på borriggen så att mängden hydraulslangar har kunnat skäras ned. Signaleringen i digital form är exakt, det förekommer ingen drift som i det analoga systemet. Man kan upprepa en funktion gång på gång med samma resultat. Felsökningen blir väsentligt enklare eftersom det digitala menysystemet tydligt indikerar vad det är som har fallerat. Man kan också spara information om vad riggen har uträttat. Som ett exempel på detta är mätsystemet MWD, som står för "measuring while drilling". Man lagrar borrdata i form av tryck i hydraulsystemen för matning, slagvek, rotation etcetera vid väldefinierade punkter längs borrhålet. Ur dessa data ges sedan möjlighet att dra slutsatser om bergmaterialet. Det skall dock tilläggas att denna utvärderingsteknik ännu befinner sig i ett inledande skede.



Några reflektioner kring utveckling av borrtekniken och den därtill hörande tunneldrivningen

Det har tidigare konstaterats att teknikutvecklingen inte har ett kontinuerligt förlopp. Det görs en grundläggande uppfinning som får genomslag och som enföljd tas nya maskiner och metoder fram. Man förfinar och trimmar den nya tekniken oftast under lång rad år tills en ny så kallad grundläggande uppfinning eller upptäckt görs.
Vilka är då de stora stegen vad gäller bergborrning. Man kan nog begränsa sig till ett fåtal och dessa är den pneumatiska hammaren och senare den hydrauliska, införandet av elkraft och elmotorer, upptäckten av hårdmetallen samt digitalisering av styrsystem som ännu bara är i sin linda. Ser man tillbaka dryga hundra år som titeln anger för detta inlägg kan man konstatera att en borrare idag presterar hundrafalt mer än vad en sådan gjorde vid exempelvis byggandet av den första tunneln vid Frejus.
Vad man dock finner något förvånande är då att den första Frejustunneln byggdes på 13 och den andra på 5 år. På hundra år har man alltså inte blivit mer än 2,5 gånger snabbare. Sneglar på annan utveckling inom andra teknikområden kan man konstatera att man färdas åtminstone 5-10 gånger snabbare på räls än vad man gjorde för hundra år sedan. Betyder då de tekniska förbättringarna inom borrningstekniken så lite för totalresultatet?

Svaret måste bli nej. Betraktar man ett byggprojekt så tar det relativt lång tid i dag såväl som de gjorde för 100 år sedan, men den personella insatsen är väsentligt mindre idag. Vid den första Frejustunneln var mer än 4000man engagerade och vid den senaste var man säkert färre än 400. Det är på utgiftssidan man har gjort de stora framstegen inte projekttiden. Sak samma skulle gälla om man byggde ut järnvägarna idag. Tidsåtgången skulle sannolikt bli likartad men insats av mänsklig kraft säkert tiofalt mindre.

Referenser Gösta E Sandberg The history of tunnelling
Eli Heckscher Industrialismen
Atlas Copcos Arkiv i Örebro

PROSJEKTER I REGI AV NFF'S UTVIKLINGSKOMITÉ:

ELEKTRONISK ADGANGS- OG SIKKERHETSSYSTEM I TUNNELER OG GRUVER

Sivilingeniør Jan Lima, Statens vegvesen

Sammendrag

For å tilfredsstille kravene til §30 Brannvern og rømningsveier i Forskrift om helse og sikkerhet i forbindelse med bergarbeid, er det utviklet et elektronisk adgangs- og sikkerhetssystem.

Det elektroniske adgang- og sikkerhetssystemet er bygd rundt en elektronisk brikke som arbeidere i tunnelen bære på seg. Ved tunnelmunninger eller strategiske punkter inne i tunnelen, skal det monteres kontrollsone for registrering av disse brikkene. Kontrollsonene kan registrere i hvilke retning en brikke beveger seg.

Passeringsdata fra tunnelmunninger og inne i tunnelen innhentes via radiosamband (UHF), som kan formidle både data og analog tale. På anleggskontoret kan man da til enhver tid se på en PC hvor mange som befinner seg inne i tunnelen, og eventuelt hvor i tunnelen. I tilfelle det skjer en ulykke, kan anleggslederen raskt skrive ut en oversikt over personell som befinner seg inne i tunnelen, sortert etter kontrollsoner.

Summary

To fulfil regulations in terms of controlling how many people are in a tunnel or mine in case of emergency situations, there has been developed an electronic access and security system.
The tunnel and mining security and access control system needs three main components; tags, control stations and administration software.
Everyone with access to the tunnel is required to have and wear a unique tag. If a user makes a passing without a tag, a red light will be used as a signal to the passing person(s) that an entry was done without a valid tag.
The control station(s) will be placed at strategic points in the tunnelling system. The control station is a unit which main purpose is to read the tunnel tags. This unit will take care of the communication between the tags and the administration software.
The administration software will be the user interface for the administrator or those that uses the system. At an emergency situation, the administrator can print or display a detailed screen status report of the domain inventory.

Innledning / bakgrunn

Bakgrunnen for dette prosjektet er Arbeidstilsynets forskrift om helse og sikkerhet i forbindelse med bergarbeid, §30 Brannvern og rømningsveier.

§30: Det skal finnes et system som gjør det mulig å vite hvilke arbeidstakere som til enhver tid oppholder seg under jord, og hvor de sannsynligvis oppholder seg

Kravet har bakgrunn i mangel på rømningsveger i tunnel under driving. Ved eventuelle hendelser er det på de fleste tunnelanlegg bare en veg ut.

I dag tilfredsstilles Bergarbeidsforskriften ved hjelp av besøksprotokoller, magnettavler eller andre manuelle systemer. Felles for disse er at de kan fungere noenlunde så lenge det dreier seg om begrenset mengde personell og rutinene er regelmessige. Når det blir mange aktører med ulike rutiner, blir oversikten fort mangelfull. Resultatet kan bli at rutinene med å føre personell inn og ut, ikke blir fulgt. Manuelle system krever streng disiplin av personell som kjører ut og inn av tunnelen. Ved massetransport er det sjelden at sjåførene skriver seg inn og ut for hvert lass med stein de kjører ut.

Dersom det aksepteres at noen arbeidstakere kan bevege seg inn og ut av tunnelen uten å føre dette i en logg, tilfredsstilles ikke Bergarbeidsforskriften. Manuelle system registrerer ikke uvedkommende i tunnelen. Dette er heller ikke praktisk mht en effektiv drift av anlegget.



Gruppe for vurdering av adgangskontrollsystem 1999

Med utgangspunkt i kravene i Bergarbeidsforskriften, nedsatte Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk sin utviklingskomité i 1999 en gruppe for å vurdere eksisterende elektroniske system og potensiale i alternativ teknologi. Arbeidsgruppen besto av deltakere fra Selmer, Statens vegvesen, NCC, SRG, AF-gruppen og Franzefoss Bruk.

Etter et halvt års søken etter systemer konkluderte gruppen slik:

Gruppen konkluderer med at vi er avhengig av å kjøre forprosjektet i samarbeid med Telenor/Q-free for komme fram til en løsning som vi har troen på. Vi har ikke funnet andre leverandører som kan levere et system som ivaretar kravene til rasjonell tunneldrift og kravene i Bergforskriften (AT-547) på tilfredsstillende måte.
Miros sitt system som bygger på Tagmaster sin leseenhet er ikke godt nok til å kunne brukes på vanlige tunnelanlegg. Det kan være godt nok på enkelte anlegg med spesielle forhold (betinger lav hastighet).
Med Kontrollsystem AB sitt system som også bygger på Tagmaster sin leseenhet har det vært blandede erfaringer. Dette systemet har de samme hastighetsbegrensninger som systemet til Miros.

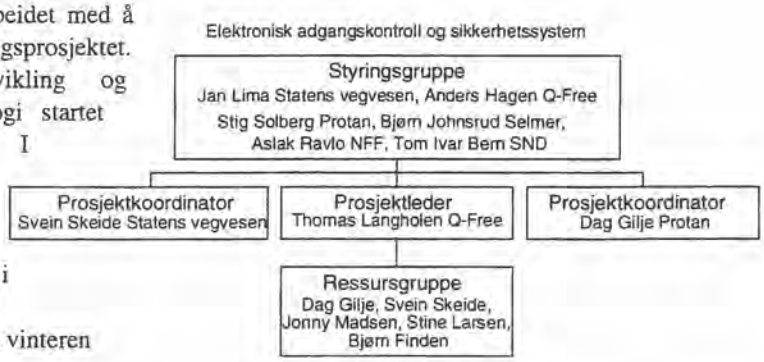
Forprosjekt

I samarbeid med Telenor ble teknologi for registrering av elektroniske brikker fra Q-Free testet ut i et forprosjekt i Bragernestunnelen. Forprosjektet konkluderte i desember 1999 med en anbefaling om å gå videre med Q-Free sin teknologi.
Forprosjektet har ledet til et utviklingssamarbeid, organisert som et offentlig utviklingsprosjekt og delfinansiert av SND (Statens Nærings- og distriktsutviklingsfond). Samarbeidspartnerne i prosjektet er Statens vegvesen, Selmer, NFF, Q-Free, Protan og SND.



Adgangskontrollprosjektet

I mai 2000 startet arbeidet med å organisere utviklingsprosjektet. Arbeidet med utvikling og tilpassing av teknologi startet høsten 2000. I utviklingsprosjektet skal det installeres to pilotanlegg som vil være i ordinær drift i 2001.
Prosjektet vil avsluttes vinteren 2002.



Prosjektet er organisert med styringsgruppe og ressursgruppe. Prosjektet ledes av Q-Free med Statens vegvesen, Norsk forening for fjellsprengningsteknikk og Selmer Skanska som bidragsytere når det gjelder funksjonskrav, tekniske løsninger i tunnel og uttesting av systemet i 2 testtunneler – Bragernestunnelen og Bogetunnelen. Q-Free vil stå for den tekniske utviklingen av systemet. Protan vil fungere som distributør for produktene som utvikles i prosjektet. Dette på bakgrunn av at Protan kjenner markedet meget godt, og er informert om de mest aktuelle prosjektene på verdensbasis. SND deltar i styringsgruppen, i tillegg til at de stiller med tilskudd av kapital.

Elektronisk adgangs- og sikkerhetssystem

Beskrivelse av systemet

Elektronisk adgang- og sikkerhetssystem er bygd rundt en elektronisk brikke som arbeidere i tunnelen bære på seg. Ved tunnelmunninger eller strategiske punkter inne i tunnelen, skal det monteres kontrollsone for registrering av disse brikkene. Kontrollsonene kan registrere i hvilke retning en brikke beveger seg.

Passeringsdata fra tunnelmunninger og inne i tunnelen innhentes via radiosamband (UHF), som kan formidle både data og analog tale. På anleggskontoret kan man da til enhver tid se på en PC hvor mange som befinner seg inne i tunnelen, og eventuelt hvor i tunnelen. I tilfelle det skjer en ulykke, kan anleggslederen raskt skrive ut en oversikt over personell som befinner seg inne i tunnelen, sortert etter kontrollsoner.

Brikke

Den elektroniske brikken kan plasseres på personer som skal inn i tunnelen eller på kjøretøy og utstyr. Hver brikke har en egen unik ID. Fra produksjon vil brikkene bli levert i såkalt sparemodus, det vil si at den "sover". Brikken aktiveres ved hjelp av en enhet som er tilkoblet en PC på anleggskontoret. Brikkens unike ID blir da logget sammen med navn, firma og et unikt nummer på den personen som bærer brikken.

For å oppnå optimal levetid på brikkens batteri, må brikken "sove" en del av tiden, også etter at den er aktivert for bruk. Brikken er "oppe" jevnlig og føler om den er i radiosignalet (radiobeam) fra en kontrollsone i for eksempel tunnelmunningen. Straks den registrerer radiobeamen fra en kontrollsone, sender den sin egen ID. Dersom batteriet i brikken begynner å få dårlig kapasitet, registreres dette av kontrollstasjonen og framkommer som varsel på PC'en ved anleggskontoret.





Kontrollstasjon

Kontrollstasjon plasseres i eller ved tunnelmunningen, samt på eventuelle strategiske punkter inne i tunnelen. På den måten kan systemet holde orden på hvor mange som befinner seg inne i tunnelen og hvor mange som befinner seg i hvilke soner.

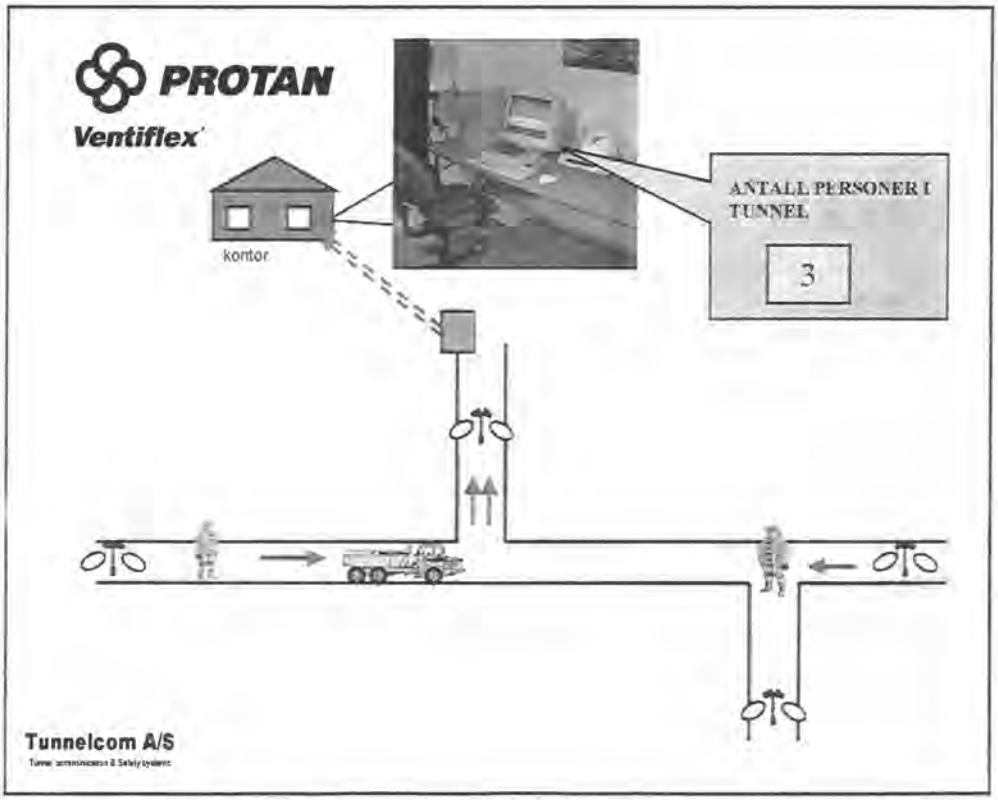
Kontrollstasjonen er tilkoblet to antenner som peker i hver sin retning, inn og ut av tunnelen. Fra antennene dannes



det et definert radiosignal-område (radiobeam) i hver sin retning. Når brikken kommer inn i radiobeamen, "våkner" brikken og sender sin unike ID til kontrollstasjonen. Ved hjelp av de to retningsstyrte antennene registrerer kontrollstasjonen brikkens bevegelsesretning.
I området før og etter kontrollstasjonen monteres også en bevegelsesdetektor for å registrere passering uten brikke. Ved passering uten brikke tennes et rødt lys (eventuelt bom) for å indikere adgang forbudt. Samtidig sendes det et varsel til PC på anleggskontoret om ugyldig passering.
Kontrollstasjonen kan lese bevegelse fra gående og kjørende opptil 80 km/t. Lesekapasiteten er opptil 20 brikker som passerer i 80 km/t.

Hovedenhet

Hovedenheten forespør alle kontrollstasjoner for passeringsdata. Passeringsdata blir behandlet, og på PC-skjermen framkommer det hvor mange som befinner seg i tunnel og innenfor hvilke soner. Hovedenhetens PC-skjerm viser også uidentifiserte passeringer, det vil si passeringer uten brikke. Ved en ulykke kan komplett liste over alt personell fordelt i de ulike sonene i tunnel, skrives ut på en enkel måte. Det samme gjelder merket utstyr, f.eks. slurrytruck.

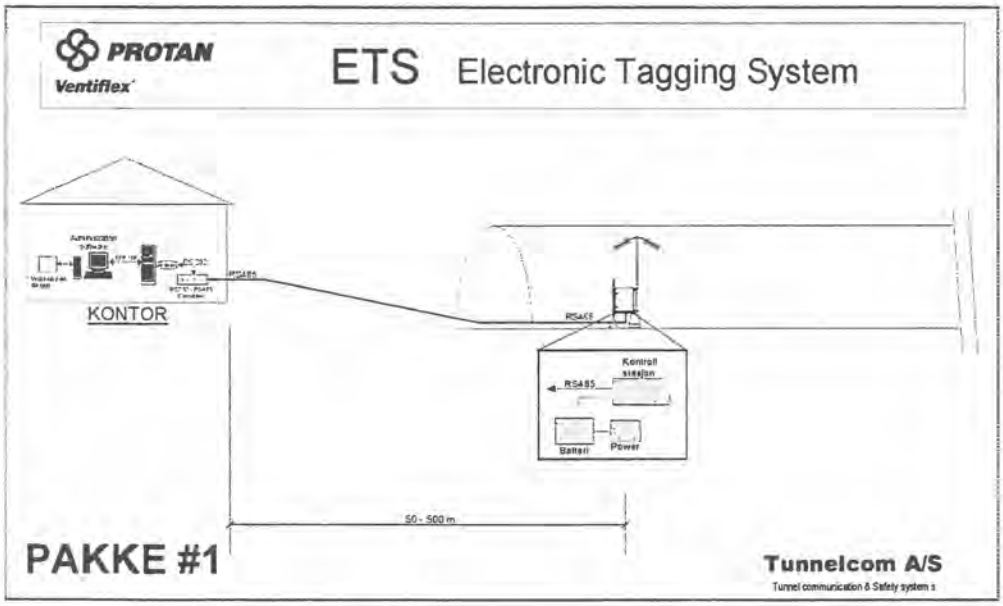


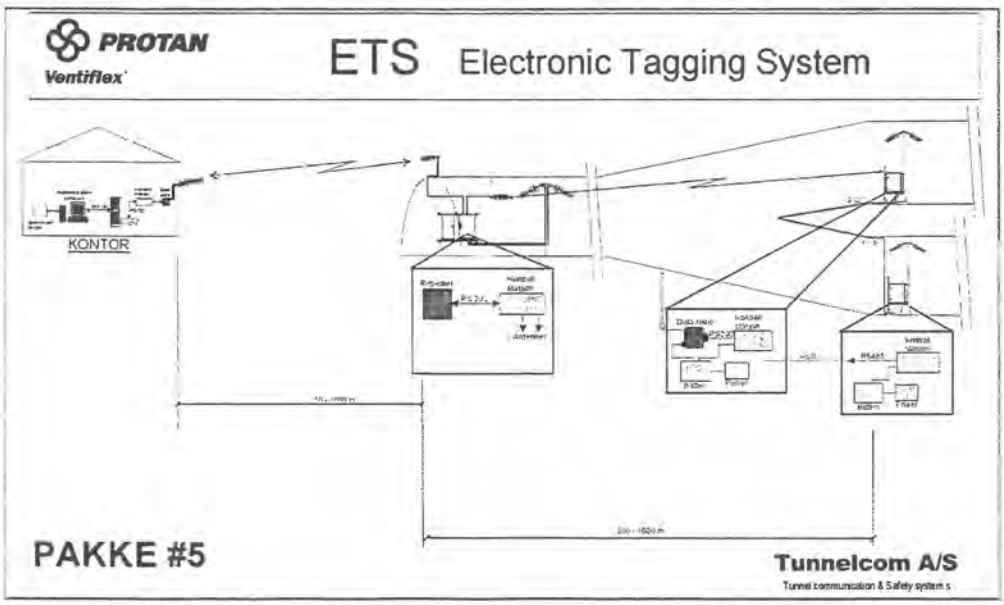
Figuren viser adgangskontrollsystemet bygget opp med personlige ID-brikker, kontrollstasjoner og PC-administrasjon på anleggskontoret.

Kommunikasjon

Kommunikasjon mellom PC på anleggskontor og kontrollstasjonene, kan settes opp trådløst eller via kabel (RS232 eller RS485), eller som en kombinasjon. Dersom det finnes datakommunikasjon på anlegget, kan denne brukes.

For brukerne av systemet er det viktig med et konsept som kan stå på egne bein. I tillegg er det naturligvis bra med et system som kan kobles sammen med andre kommunikasjonsbærere. Skissene under viser eksempler på system med ulik konfigurering og intern kommunikasjon.





Erfaringer fra uttesting i Bragernestunnelen

Negativt	Positivt
- Systemet fungerte ikke som forutsatt under testperioden. - Engasjementet hos brukerne forsvant gradvis fordi systemet var ustabilt. - I ettertid er inntrykket og omdømmet til systemet variabelt. Det er ikke så godt som det burde ha vært. - Hvordan skal Selmer Skanska klare å motivere personellet for videre bruk av systemet?	- Brikkene blir korrekt registrert ved passering av kontrollstasjoner. - Etter flere måneder med problemer, løste ny programvare "flokene" 16. oktober 2001. Dagen etter ble systemet demontert i Bragernestunnelen. - Senere tester har vist at den nye programvaren er stabil og systemet fungerer godt.

Hva gjenstår av utvikling ?

- Installering av pilotprosjekt i Bogetunnelen, desember 2001
- Mer systemtesting under driving
- Teste systemet med brukere som er opptatt av å flytte stuffen flest mulig meter framover
- Motivering av Selmer Skanska sine folk som har opplevd mye trøbbel og frustrasjon under testing i Bragernestunnelen, for å ta systemet i bruk på nye prosjekt.
- Teste og skaffe erfaring med systemet og komponentene i tunnelatmosfære over lengre tid
- Brukermanualer og komplett dokumentasjon av systemet.

Personvern

Adgangskontrollsystem er regulert av lover og forskrifter gitt av Stortinget og Datatilsynet. For registre som inneholder sensitive opplysninger, kreves det konsesjon. For andre registre er det meldeplikt.
Registre som ikke inneholder sensitive opplysninger, og som er registreringspliktige og påkrevet etter arbeidsmiljøloven, er unntatt meldeplikt.
PC'en på anleggskontoret vil inneholde opplysninger om brikkeidentitet, navn på person som bærer brikken og firmanavn. Det bør presiseres at systemet ikke logger den enkeltes bevegelsesmønster. Systemet kan fortelle hvor folk (brikker) er akkurat nå, men verken noe om fortid eller framtid. Det eneste som blir logget er feilmeldinger i systemet. Det betyr at det ikke er mulig å kontrollere hvor mange ganger Kari Nordmann har kjørt inn og ut av tunnelen, eller f.eks. om hun har kommet 5 minutt for seint på jobb hver dag denne uken.
Personopplysningene som er nødvendige for systemet, inneholder ikke sensitive opplysninger. Systemet vil derfor ikke kreve konsesjon eller meldeplikt.
I henhold til forskrift om personvern vil det bli skrevet en avtale mellom brukeren av systemet (arbeidsgiver) og de tilsatte, samt med underentreprenører i tunnelen.

Anvendelsesområder

Systemet bygger prinsipielt på inn- og utregistreringer av brikker som passerer mellom soner eller inn- og ut av tunnelen/gruva. Fleksibiliteten gir mulighet til å kombinere systemet med andre anvendelser.

- Tunnel og gruve – adgangskontrollsystem

- Byggeplasser og industri – adgangskontrollsystem
- Kontroll av biler med sprengstoff / slurrytrucker, farlig gods eller annet utstyr
- Massetransport – håndtering av masse fra flere stuffer til ulike deponier



Deltakere i prosjektet

Q-Free	www.q-free.no
Protan as	http://www.protan.no
Statens vegvesen	www.vegvesen.no
Selmer Skanska	http://www.selmer.skanska.no
Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk	http://www.nff.no og /http://www.tunnel.no
SND	http://www.snd.no

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

GRUVEDRIFT I VEGLØSE RAUBERGVIK

Mining without road connection in Raubergvik.

Bergingeniør Vegard Løwø, Industrimineraler AS

SAMMENDRAG

Industrimineraler AS driver gruvedrift på mineralet olivin i Raubergvik som ligger i Norddal kommune i Møre og Romsdal. Bedriften er et heleid datterselskap av A/S Olivin på Åheim.
Produksjonen ligger på ca. 500.000 tonn/år og foregår både over og under jord.

SUMMARY

Industrimineraler AS are mining the mineral olivine in Raubergvik , Norddal commune in Møre and Romsdal.
Annual production is app. 500.000 tons, in open pit and under ground.

Geologi.

Utgangspunktet for driften i Raubergvika er forekomstene av dunitt.
I geologisk forstand er dunitt en bergart som inneholder over 90% av mineralet olivin. Det er i første rekke egenskaper som høyt MgO-innhold og stor hardhet som gjør olivinen i Raubergvika til et viktig industrimineral.

Produktene

Hovedproduktene fra gruvedriften i Raubergvik benyttes som slaggdanner i produksjon av råjern, 98 % av leveransene går på eksport til smelteverk i Europa og USA.

Historie.

Industrimineraler AS ble opprettet i 1983 av Øystein Rødal og Georg Stokke. Dagbruddsdriften ble startet i Raubergvik under svært kummerlige forhold. Landfester måtte bores fra ferja slik at det skulle bli mulig å få på land gravemaskiner og utstyr i den bratte fjellsia. Det er all grunn til å beundre pågangsmotet og viljen til å skape noe nytt til de som gjorde strandhogg i Raubergvika sommeren 1983.

Øystein Rødal var eneeier i selskapet fra 1987 til aksjene ble solgt til A/S Olivin i 1993. Gruvedriften under jord ble startet høsten 1998 og det drives nå i kombinasjon over/under jord. Daglig leder er Tore Rødal.

Lokalisering

Gruva med tilhørende anlegg og kai ligger på østsiden av Sunnylvsfjorden som fører inn til Geiranger. Eneste adkomst til anlegget er med bedriftens ferge fra Liabygda på motsatt side av Storfjorden, ca. 5 km. unna.
Innkvartering og bespisning foregår på ferja, som er spesielt utstyrt til formålet. Dette har vært en ordning som har fungert godt, med unntak av de svære bølgene som hurtigruta og ca. 300 turistskip hver sommer skaper på vei inn til Geiranger.
Bedriften bygger nå opp en etterlengtet og tidsmessig brakkerigg i Raubergvik. Lokaliseringen av bedriften medfører at de ansatte arbeider i en slags Nordsjø-ordning med ei uke på og ei uke fri. Post og varer til anlegget blir hentet med ferja hver dag, da må skipperen ta noen timer fri fra gruvearbeidet.
Nærmeste nabo til Raubergvika er en fjellgård som ligger på motsatt side av fjorden, ca. 2 km. unna

Industriområde.

Anlegget i Raubergvika består av et stasjonært knuse/ sikte anlegg med tilhørende lagerområde for ferdig-produkt. Utskipningsanlegget på kaia kan laste båter opp til 70.000 tonn. Kraftforsyningen blir ført over fjellet fra Eidsdalen.

Produksjon

Siden oppstarten i 1983 er det tatt ut ca.7.5 mill tonn fra bruddene i Raubergvika. Dagbruddsdriften har vært preget av bratt terreng og stor høydeforskjell mellom brytningsområdet og knuse/ sikteanlegget.
En undersøkelsesstull som ble drevet inn i Linse 1 høsten 1998 bekreftet antagelsene om at det var mulig å starte underjordsdrift for å øke ressursgrunnlaget og sikre driften.

Dagbruddene.

Bryting i dagbrudd har vekselvis skjedd i Linse 1, Linse 2 og i de siste årene i Linse 3. Den bratte topografien har ført til at produksjonen har foregått med bruk av gravemaskin og nedhiving av massene til knusenivået med etterfølgende omlasting til dumper.
Dette har ofte negative konsekvenser for produksjonen fordi gruvesubben blir fuktig noe som skaper problemer i etterfølgende sikteprosess.

Valg av metode vil måtte sees i lys av at fjellsiden er meget bratt og at det store økonomiske løftet ved etablering av bedriften ikke gav rom for investering i et kostbart styrtsjakt/stoll system.
Etablering av underjordsdriften gjør bedriften nå mer fleksibel ved valg av transportmåte fra pallene i dagbruddet og ned til knuseren på nivå +13moh.

Brytningsopplegg.

Dagbruddene kan sees som utdrevet i Fase 1 slik de står i dag.
Randsonene og de øverste partiene av forekomstene er av dårligere kvalitet enn de sentrale partiene. Kvalitetshensyn gjør det derfor nødvendig å hente hovedproduksjonen under jord mens dagbruddene klargjøres for drift i Fase 2 fra toppen og ned.

Drift under jord.

Ved utarbeiding av en driftsplan for gruva var utgangspunktet 3 olivinlinser med bredde på ca. 150 meter og dybde ca. 170m innenfor dagbruddsveggen. Forekomstene er antatt drivverdige under jord til ca. 120 meter over havet og med en ukjent men betydelig dybde under kote 0.
I vurderingen av brytingsmetode så man for seg en eller annen form for strossedrift over kote 0 slik at steinen falt ned til knusenivået. Under kote 0 ville det være naturlig med et rom-og-pilar system slik at man totalt sett fikk mindre løfting av steinen.
Utforming og plassering av høye strosser i nærheten av en dagbruddsvegg krever god kjennskap til linsene under jord. Kjerneboring var dyrt og vanskelig i Raubergvik på grunn av få steder som egnet seg til påskråming og at det ville måtte bores på langs av forekomstenes foliasjon.

Det var nå behov for et alternativt produksjonssted til dagbruddene. For å unngå å ødelegge muligheten til å lage et lastenivå på høyde med knuseren ble det besluttet å starte brytingen med et rom og pilar nivå under undersøkelsestollen med en såletykkelse i mellom på 14 meter.

Sprekkekartlegging.

Kartlegging av sprekker på nivå +5 / 1999 og –14/2000 gav i gjennomsnitt:

Foliasjonssprekker: strøk/ fall er 091/ 67 °S
Tverrsprekker : -"- 176/ 76° Ø

De to sprekkeplanene skjærer ofte hverandre og kan da danne grensene for blokkutfall. Sprekketettheten varierer fra 0.1m til flere meter. Glidespeil av serpentin er vanlig.
Sunnylvsfjorden går nord-sør slik at strøkretning på foliasjonen er altså tilnærmet rett inn i fjellsiden med fall 67 grader innover fjorden.

Mekaniske egenskaper til olivinen i Raubergvika.

E-modul	Poissons forhold	Trykkfasthet	Strekkfasthet	Lydhastighet	Romvekt
160 Gpa	0.35	60.0MPa	7.9Mpa	7256M/s	3218Kg/m3

Resultatene viser at olivin har en høy E-modul sammenlignet med de fleste bergarter (gneis 15-75 Gpa), noe som henger sammen med at olivin er en tung bergart. Dette fører til at bergmassen blir meget stiv og kan ta opp store spenninger før det skjer noen deformasjon.

Bergspenningene.

Største hovedspenning = 11.6 Mpa relativt steil og parallelt fjellsiden
Mellomste hovedspenning = 4.7 Mpa temmelig flattliggende med fall mot Nordalsfjorden
Minste hovedspenning = 1.0 Mpa tilnærmet normalt opp mot fjellsiden.
Bergmassen har betydelige spenninger av ikke gravitativ, geologisk opprinnelse, noe som har positiv innflytelse på stabiliteten i brytningsrommene.

Orientering av brytningsrom.

Det er orienteringen av sprekkesystemene som har størst betydning på stabiliteten i Raubergvik, slik at lengdeaksen i brytningsrommene blir drevet normalt på hovedsprekkeretningen.

Spennvidder og pilarbredde.
I forbindelse med valg av brytningsopplegg under jord ble det tatt kontakt med Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU. Det er i den forbindelse gjennomført prosjektoppgaver og 2 diplomoppgaver med utgangspunkt i planlegging av gruvedrift i Raubergvik, noe som har stor verdi ikke minst med tanke på kontakten student – bedrift – NTNU- Sintef.

Numerisk modellering har gitt som resultat at det legges opp til en spennvidde på 12 meter i stollene (h=8m) og en pilarbredde på 12 meter.
Etter palling er høyden på brytningsrommene 18m.
Undersøkelser gjort av Sintef (2000) viser at pilarene er moderat belastet og pilarbredden kan vurderes redusert fra 12 til 10 meter.

Driftsutstyr for gruvedriften.

Tunnelboring:	Atlas Copco RB 353 S
Tunnel og båtlasting:	2 stk Cat 988F
Lasting dagbrudd	Komatsu PC450
Tunnelrensk:	Hitachi W200
Transport:	Euclid R36
Pallrigg:	Atlas 748 hc
Laderigg m/kran	Moxy
Stufftraktor:	2 stk. John Deere
Div.	

Brytningsopplegg.

Fig. 1 viser nivå minus 12 i Linse 2. Driften kom inn fra Linse 1 i sør, BT1 og BT3 ble drevet gjennom olivinlinsa, hvoretter BT3 palles ned til 18meters høyde.
Gråberget fra stollen videre nordover til Linse 3 benyttes til oppfylling av BT3.
Videre palling starter innerst i den sørlige halvdelen av forekomsten (BT13) slik at man har ventilasjonen inntakt på vei ut igjen.

Det legges opp til å lage en rett og sammenhengende stoll gjennom alle linsene slik at det kan være mulig å legge inn et transportband i fremtiden.
Hvert nivå inneholder stein til ca. et års drift, det er derfor viktig at oppfaringen av nye brytningsområder har høy prioritet.

Erfaringer etter 3 år med drift under jord i Raubergvika.

Foliasjonen som faller 67 grader mot sør gjør at tverrslagene lett bryter foten av lagene som varierer fra 0.1-3m i tykkelse. Driften blir nå lagt opp til færre tverslag enn vi opprinnelig tenkte med hensyn til utvinningsgrad.

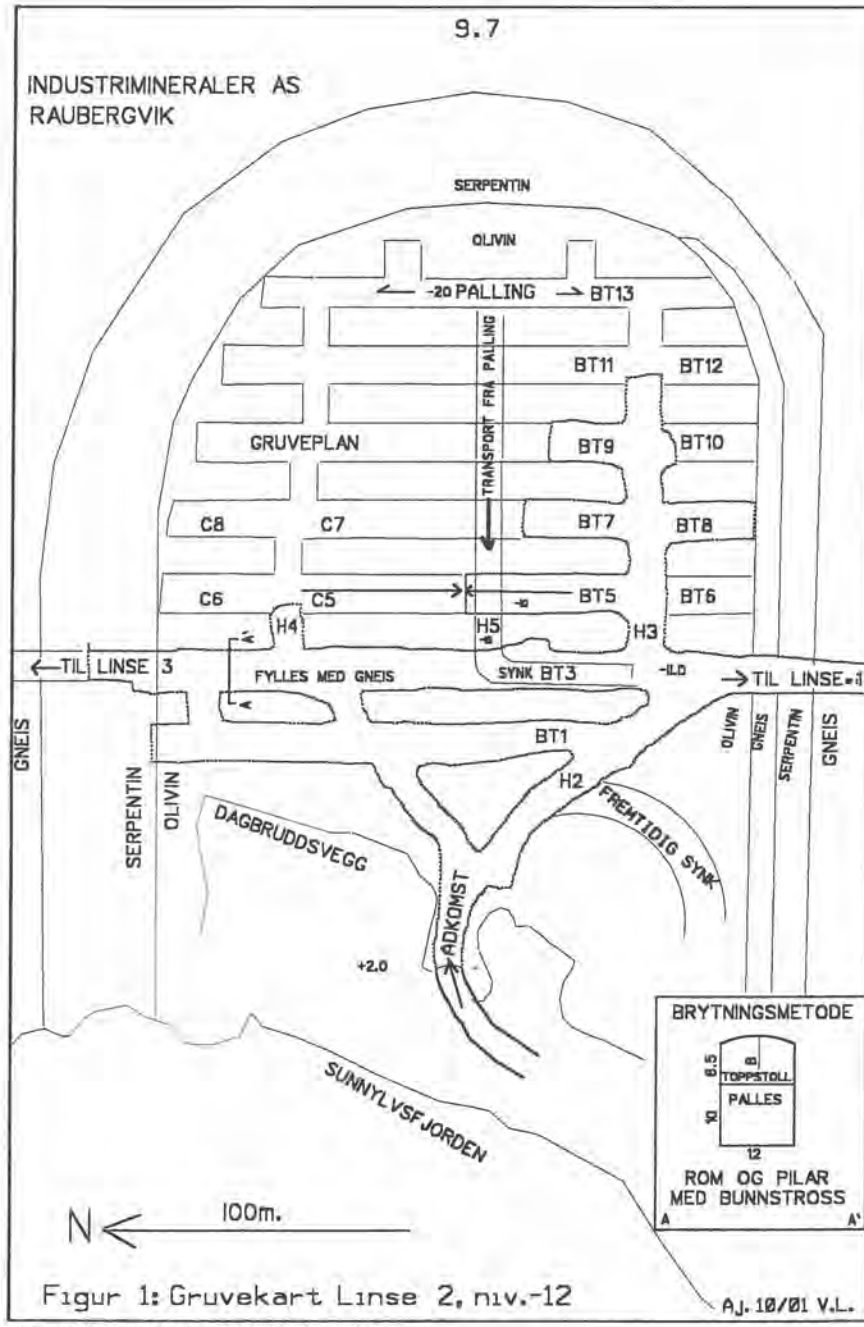
Overgangsonen (serpentinisert dunitt) rundt forekomstene er oppsprukket og gjennomsettes av flattliggende slepper som har sitt utspring fra omkringliggende gneis. Stoller som går parallelt kontakten mot gneis bør derfor legges min. 25 meter fra overgangen, slik at behovet for bolting blir redusert.

Kundene har bestemte minstekrav til kvalitet, men naturligvis ikke noen øvre grenseverdi for hvor god kvaliteten kan være. Vi har vurdert hva slags kvalitet bedriften bør levere opp imot hva forekomsten kan levere på lang sikt.

Når produksjonen kommer inn i gode sentrale deler av forekomsten er det viktig at man straks begynner å drive ut mot randsonene igjen slik at man får utnyttet også de svake partiene i forekomsten mens man har noe å blande med. Rent praktisk løser vi dette med stollen H3 med avgreininger mot det gode BT7 og det mer tvilsomme BT8 , se figur 1.

Menneskelige ressurser.

Overgangen fra drift i dagen til drift under jord har vært en stor utfordring for mannskapene i Raubergvik. I en oppstartsperiode har det vært nyttig å leie inn vante gruvearbeidere fra A/S Bleikvassli Gruber.
Det er likevel den positive holdningen til endring blant de ansatte som gjør det mulig for Industrimineraler AS å produsere 0.5 mill. års-tonn under jord bare 2 år etter at første tunnelsalve ble avfyrt i undersøkelsesstollen.



..\fjellspr2001\linse2-12.dgn Oct. 26, 2001 14:23:28

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

TUNNELER FOR FREMFØRING AV INFRASTRUKTUR

Service tunnels

Siv. ing. Pål Henriksen, Doktorgradskandidat, Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU

SAMMENDRAG

Press på arealer i sentrale strøk, vansker med å integrere nye rør og kabelanlegg inn i byområder gir grunnlag for å vurdere alternative løsninger til rør og kabler i grøft eller luftstrekk. Tunnel og kulvert er aktuelle løsninger i slike pressområder. Kostnader for tunneldrift viser reel jevn reduksjon de siste tjue årene. Lange boringer i berg og løsmasser øker rekkevidden av anlegg som gjør nytte av tunnel og kulverter for fremføring av rør og kabler. Utnyttelse av tunnel for felles bruk av ulike parter krever lang tid for planlegging. Tidlig samordning er derfor avgjørende for slike løsninger.

SUMMARY

Pressure on land in city area, difficulties in integrating new infrastructure in existing systems gives reasons to bring out alternative solutions. Deep service tunnels in rock or shallow tunnels below the streets can bee such an alternative. Long drills in soft ground or hard rock extend the reach of the tunnel system. The planning and coordination of different users of such system calls for an extensive planning phase. Early preparations and coordination is crucial to benefit from the potential in use of utility tunnels..

1 INNLEDNING

I 1996 startet Institutt for bygg- og anleggsteknikk ved NTNU (IBA) et samarbeidsprosjekt med Stattnett og Alcatel Kabel for å utrede mulighetene for omlegging av høyspentlinjer til kabel i tunnel. I prosessen ble programmet utvidet til å omfatte felles løsninger for rør og kabler i tunnel med støtte fra Nedre Romerike Vannverk A/L og Sentralrenseanlegget RA-2 AS.

Det ble sett på en rekke problemstillinger:

- Varmegjennomgang fra kabeltunneler
- Ventilasjon av kabeltunneler
- Vurdering av to aktuelle tunnel traseer i Oslo-området for omlegging av høyspent til tunnel (hovedoppgave IBA NTNU)
- Blanke ledere i tunnel som alternativ til kabel i tunnel (hovedoppgave Elkraftteknikk NTNU))
- Langhullsboring metoder og teknikker
- Kabelteknologi (i samarbeid med Alcatel Kabel)

Mål for arbeidet er å etablerer et grunnlag for tidlig introduksjon av tunnel som løsning ved nyetablering, omlegging og oppgradering av eksisterende rør og kabelanlegg. Målgruppen er planleggere og premissgivere for denne typen anlegg. Dette fordi tunnelalternativer som løsning må komme tidlig inn som alternativ ved utbygginger.

2 GRUNNLAG FOR SAMORDNING AV RØR OG KABLER I TUNNEL OG KULVERT

2.1 Sentralisering

By og tettsteder prioriterer i dag å øke aktiviteten i eksisterende sentrumsområder fremfor ekspansjon. Dette legger ekstra press på eksisterende distribusjonsanlegg på den ene side, men gir også mulighet for å bære oppgraderinger økonomisk. Prisene på arealer har økt kraftig og dette stimulerer også direkte til denne utviklingen.

Store resurser legges i dag inn i by og tettsteder for å skape trivsel og øke bruken av sentrumsområder. Gågater, grønne lunger og utforming av gatene er arkitektenes virkemidler for å oppnå disse målene. Friheten til bruk av beplantning gatemøblering ofte sterkt begrenset av de rør og kabler som er lagt i gatelegemet. Gatevarme har i flere tilfeller være effektivt for å utnytte sentrumsområder hele året.

2.2 Behov for utvidelse og nye anlegg

Norge har et stort nett av vann- og avløpsledninger. Nettet utgjør ca 80% av verdien i denne sektoren. Gjennomsnittsalderen for ledningsnettet er høy og enkelte materialer som er benyttet har ikke vist forventet levetid. Store rehabiliteringer må gjennomføres kontinuerlig for å etterkomme krav til kvalitet og vann tap.

El-kraft transporteres over store avstander med høy spenning, hovedsakelig i luftstrekk. I fordelingsstasjoner reduseres spenningen og fordeles inn i områdene. Også her i hovedsak med luftstrekk. På lavere spenningsnivå benyttes både kabel og luftstrekk, i byene hovedsakelig kablel. Kraftgatene legger beslag på store arealer. Det har jevnlig vært fokus på helse, relatert til de felt som kraftlinjene generere. Skader er ikke vitenskaplig underbygget, men mange mennesker i direkte tilknytning til linjene har stått frem med og usikkerhet og bekymringer. Overføringskapasitet for hver enkelt kabel er begrenset, og et enkelt luftlinjeanlegg må ofte erstattes av flere sett med kabler. Omlegging av eksisterende luftlinjer til kabel er av denne årsak kostbart. Kostnads differansen er økende for høyere spenningsnivå.

Bruk av vannbåren energi til oppvarming er i vekst. Forbedret forbrenningsprosesser for avfall, høye alternativskostnader og direkte intensiver har gitt utviklingen i dette markedet. Ekspansjon er begrenset av mulighetene for distribusjon.

Bruk av gass til energiformål er i startgropa. Gass benyttes først og fremst indirekte til fremstilling av elektrisitet, vannbåren energi og damp. Ellers i Europa er gass i stort omfang distribuert direkte til sluttbruke. Direkte leveranse til sluttbruker vil kreve et stort nett av rør som må settes inn i allerede pressede traseer.

Utbygging av kommunikasjonsnettet har vært i rivende utvikling de siste årene. Betydelige mengder fiberkabel har blitt lagt på kort tid der det har vært mulig å finne traseer.

Petroleumsprodukter er utmerket for transport med rør. Innsamling av søppel kan utføres med vakuumsystem. Dette utføres i dag ved blant annet Oslo Lufthavn Gardermoen. Likeledes kan dette være en mulighet for sentrumsområder der en ikke ønsker trafikk av tunge kjøretøy.

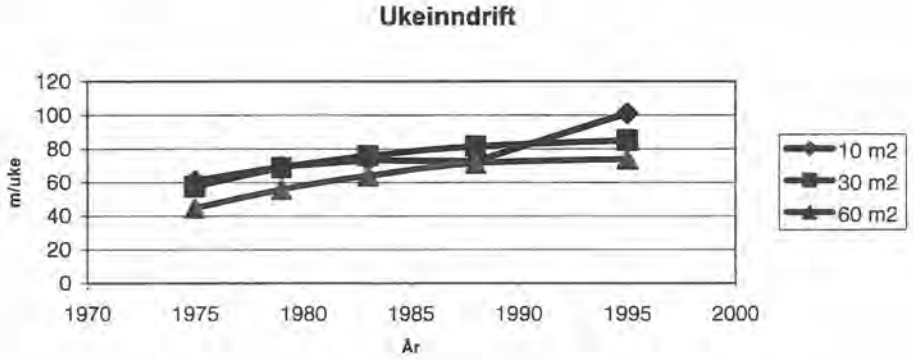
Bruk av gater og andre traseer for rør og kabler er fordelt på stadig flere brukergrupper og aktører. Fri konkurranse og stadig flere funksjoner som skal føres frem til små og store kunder fører til samordningsproblemer. Fiber kabler for tele/data er lagt i stort antall på svært kort tid. Fiber er et eksempel på tempo av etablering av nye anlegg. Likeledes er det et vitne på behov for å holde kapasitet åpen for nye aktører.

Oppgraving av gatelegemet for reparasjon og nylegging av rør og kabler er tidkrevende og kostbart. I tillegg til direkte kostnader er virkningen på nærmiljøet klart negativ. Redusert omsetning for butikker, økt trafikkbelastning, støy og støv er noen av faktorene som er involvert.

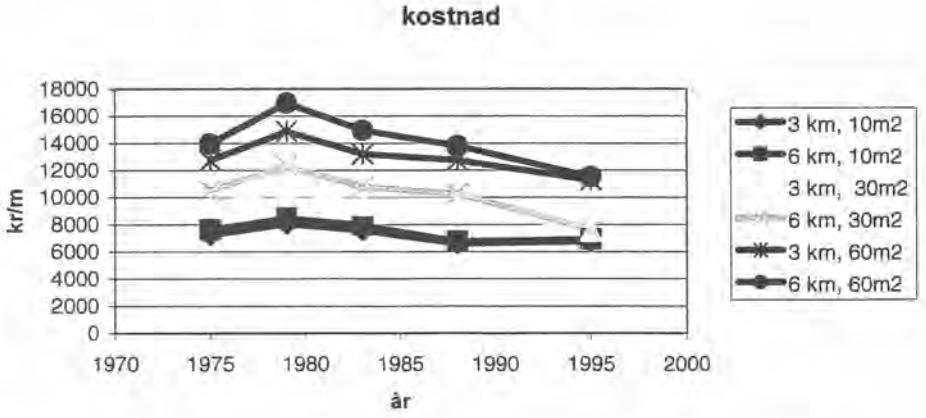
2.3 Kostnadsutvikling for tunneldrift

Tunneldrift viser en gunstig kostnadsutvikling. Figurene 1 og 2 viser kapasitets- og kostnadsutvikling for tunneldrift i perioden 1975 til 1995 korrigert til 1999 kroner. Grafene er basert på drivekostnader og er gitt eksklusiv sikring og innredning. Sammenstillingen viser jevn kapasitetsøkning og reelle kostnadsreduksjon. Denne positive utviklingen sammen med stadig økt kompetanse og ferdighet innen tunnelindustrien gir grunnlag for økt bruk av tunnel.

Planleggere bør også merke seg at små tunneler (10 – 15 m^2) ikke kan vise til samme gunstige utvikling tunneler fra (20 –30 m^2). Det kan derfor være gunstig å velge større tunnel enn minimumstverrsnitt. Tunnelmassene er ofte en resurs spesielt i sentrale områder, slik at ekstra masser kan utnyttes. Spesielt med tanke på fremtidige utvidelser og nye installasjoner vil ekstra areal ha verdi.



Figur 1 Utvikling av ukeinndrift for konvensjonell tunneldrift fra 1975 til 1995.



Figur 2 Kostnadsutvikling for konvensjonell tunneldrift fra 1975 til 1995 gitt i 1999 kr.

2.4 Nye boreteknikker og borhullslogging

Innen boreteknikk er det utviklet metoder for presisjonsboring der aktiv styring eller stabilisering gjør det mulig å bore med høy presisjon. Usikkerheten er størst for innmåling av posisjon i horisontalplanet. Det er ofte ikke av samme betydning om det bores inn normalt retningen på en tunnel. Det er mulig å manipulere magnetfeltet og bruke dette som en ekstra retningskontroll opptil 50 meter ned i grunnen.

Rekkevidden er 400-500 meter inntil 1000 meter med spesielle tiltak. Ved dimensjoner større enn 300 mm rømmes borehullet opp i ett eller flere trinn til dimensjoner opp mot 1,5 m. Rør og kabler kan legges i borehull i fjell eller trukket i løsmasser. De fleste grunnforhold kan overkommes.



Figur 3 *Styrt boring i løsmasser, California.*

3 FLERBRUKSTUNNEL

Undersøkelse av 43 storbyer i Europas viser at ca. 50 % av byene hadde tunneler eller kulverter for rør og kabler. 30% hadde dypereliggende tunneler med lengre overføringer. Spesielt fremheves de skandinaviske forhold der kompetente bergarter ligger nær overflaten (Pipinen 1998). I Norge har Oslo det største nettet med 100 km tunnel fordelt mellom 8 km gangbar betongkulvert i gatelegemet, og resterende 92 km som overføringstunnel.

Det er samlet mye erfaring fra bruk av denne typen anlegg, og overføring av gode løsninger til nye prosjekt bør prioriteres. Spesielt er vurdering av plassbehov viktig. Design av tilkoplinger og avgreninger må vies stor oppmerksomhet. Flaskehalser i forbindelse med diss kan lett oppstå.

Det mest nærliggende argumentet for å benytte tunnel for fremføring av rør og kabler er muligheten for å bygge uavhengig av bygninger og annen arealbruk. Rette linjer mellom fordelingspunk gir mulighet for et effektiv distribusjonssystem. Traseelengden kan reduseres med inntil 30 %.

Muligheten til å bygge anlegget med ensidig fall, eller fall til begrensede punkter gjør en tunnelløsning svært godt egnet til innsamling av avløp. Avløp er ofte utgangspunktet for mange av eksisterende felles anlegg. Flere funksjoner er i etterkant installert i avløpstunneler til tross for dette røffe miljøet.

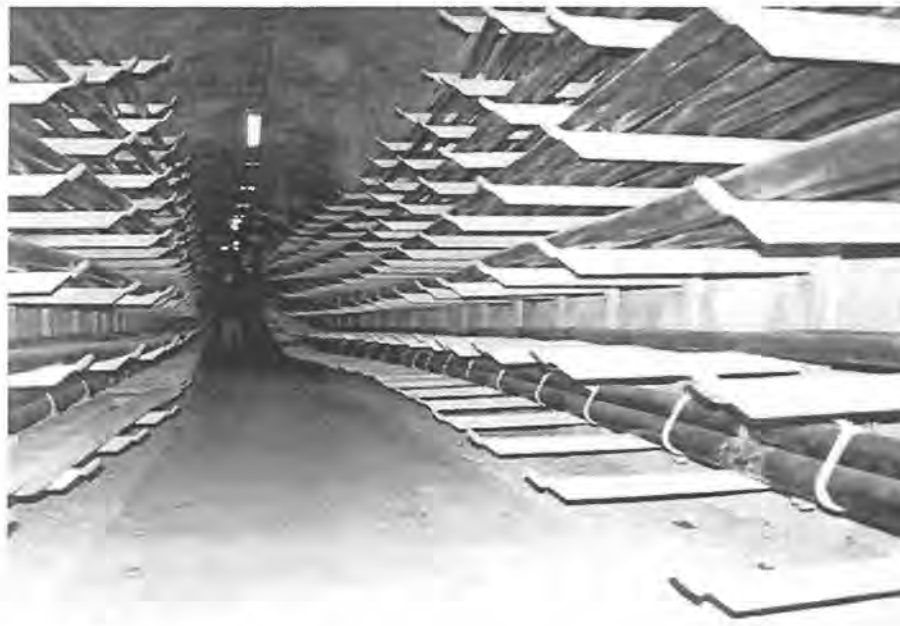


Figur 4 Kabelføring inn i kabeltunnel, Stockholm.

Flerbrukstunnelen legges i nødvendig avstand under gatenivå, normalt 20-30 meter. Påkoblinger til tunnelsystemet kan utformes som tverrslag, sjakter eller borede tilkoplinger. Se figur 4.

Arealbruken ved bruk av tunnel fremfor traseer i dagen er begrenset til innslag, og påkoplinger. Frigjorte arealer representerer en mulig inntekt og nyetablering av overføringer kan foregå uten vesentlige erstatninger. I Solna kommune utenfor Stockholm er en 2,4 km lang tunnel prosjektert og lagt ut på anbud for å erstatte en 200 kV høyspentlinje. Den totale prosjektkostnaden er angitt til 131 mill SEK. 1,7 km av traseen er omlagt for bolig og industri. 700 leiligheter og 40 000 m^2 kontor er prosjektert. Prosjektet er finansier av kommunen og Bikrka Nät AB. I avtalen mellom partene betaler Birka ca 30%. Solna Stad har sett prosjektet som en miljøinvestering og utviklingsmulighet./2/

Flerbrukstunnelen er fleksibel. Nye anlegg kan ettermonteres med små kostnader. Eksisterende anlegg kan oppgraderes med nye komponenter eller suppleres med tilleggskapasitet etter behov. Registreringer og overvåkning av forbruk til sluttbruker kan plasseres i tunnelen. God oversikt og stor tilgjengelighet bør resultere i færre feil og kontinuerlig status på anleggene.



Figur 5 Kabeltunnel i Stockholm.

Anlegg i grøft viser en typisk trend for feil og utbedringer. Antallet feil er over gjennomsnittet den første perioden når anlegget er nytt. Deretter synker feilfrekvensen til stabilt nivå, før alder igjen øker feilfrekvensen. I en åpen løsning i tunnel vil monteringsfeil og svakheter tidlig lukes ut. Aldringsskader kan følges opp og utbedres før brudd oppstår med følgeskader.

4 UTFORDRINGER

4.1 Sammenlikning av tunnel/kulvert mot konvensjonelle løsninger

Tunneler representerer varig byggverk som kan nyttes i lang tid. Våre gamle vegtunneler og kraftverk vitner om det. Tidsperspektivet er ofte til ulempe ved sammenlikning av flerbrukstunnel som løsning. Renteberegning og neddiskontering av fordeler langt frem i tid står ofte imot valg av langsiktige løsninger. Det er gode grunner for å benytte en lav kalkulasjonsrente ved økonomiske vurderinger av fellesløsninger for infrastruktur. Det er nå bEn rekke av fordelen ved tunnelløsning er vanskelig å omsette i kroner.

4.2 Rett til undergrunnen

For best utnyttelse av undergrunnen bør undergrunne gjennomgå en planprosess på lik linje med eksisterende arealregulering. Slik praksis har vært frem til i dag, har grunneier ikke hatt eiendomsrett ut over dokumenterte behov. Det har derfor vert forholdsvis fritt frem for å bygge i undergrunnen.

Undergrunnen er i sentrumsområder stedvis godt utnyttet med blant annet tunnelbane, veier, parkeringshus. I denne sammenheng bør fleksible anlegg vike for anlegg med "stivere" linjeføring slik som jernbane, samt avløpsanlegg som er avhengig av selvfall mot oppsamlingspunkter.

De fleste etablerte anlegg undergrunnen har status som okkupant. Dette innebærer at anleggene har sin rett for det volum som er tatt i bruk, men det kan ikke gjøres krav på tilstøtene områder før disse faktisk er tatt i bruk.

Den nye vannresursloven stadfester grunneiers rett til grunnvannet slik det er fordelt i magasin etter eiendommens areal. Dette endrer tidligere praksis der grunneier ble kompensert for direkte tap av pumpekapasitet eller kvalitet ved inngrep fra andre.

Anlegg under jord bør ha rett til å beskytte sine utvidelsesretninger. På samme måte bør nye anlegg kunne sikres gjennom regulering på lik linje med arealer for øvrig.

4.3 Organisering av felles anlegg

Brukere av felles anlegg har en felles utfordring i å møtes i valg av trase og tidspunkt for etablering. Kapitalkostnader, drift og vedlikehold må fordeles. Arealleie kan legges til grunn for fordeling av kostnadene. Fordelings nøkkelen er da avhengig av plassbehov og fordeling av fellesareal. Gangbare fellesanlegg i Oslo er organisert etter denne modellen /3/.

Tidspunkt for felles omlegging vil kunne skape konflikt når de ulike anleggene ikke har lik tilstand.

5 VIDERE ARBEID

Arbeidet med et verktøy for overordnet tid- og kostnadsgrunnlag for flerbrukstunneler videreføres ved IBA i en egen doktoravhandling på temaet. Hovedelementene i avhandlingen er bygget opp i selvstendige delrapporter.

- Forenklet tid og kostnadsprognose for fullprofilboring
- Forenklet tid og kostnadsprognose for konvensjonell drift
- Kostnadsprognose for kulvert
- Innredning av tunnel og kulvert
- Langhullsboring
- Tid og kostnadsprognose for styrt boring i fjell og løsmasser

Blanke ledere i tunnel kan være interessant for korte tunneler, der endepunktsløsninger ved overgang mellom kabel og luftline blir uforholdsmessig kostbare. Blanke ledere i tunnel gir også mulighet til å pressede de marginer som er satt av sikkerhetshensyn for liner i friluft. Bruk av rør og stive systemer kan redusere tverrsnittsbehovet.

Forbedring og nyutvikling innen boreteknologi vil øke anvendelsen for tunnelløsning ved bedre presisjon, lavere kostnader og maskiner designet spesielt for denne typen oppgaver.

Flerbrukstunnel kan legges i tilknytning til vei- eller jernbanetunnel som teknisk adkomst, rømningsvei eller ventilasjon. Slik overordnet fellesløsning vil kunne gi økonomiske fordeler under bygging og i driftsfasen.

Nøkkelen til bruk av flerbrukstunnel ligger i samordning. Tiltak for å motiver til fellesløsninger er derfor viktig.

Referanser

/1/ Pipinen T.(1998) "Research of distribution utility tunnels, summary of results", City of Helsinki Public Works Department Street Division.
/2/ Solna Stad (2001)"Mångmilijonsatsning på tunnelskapar nya bostäder och bätter miljö". Pressemelding
/3/ Oslo Kommune / Oslo Teledistrikt (1986) "koordinering av tekniske anlegg i Oslo Hovedretningslinjer". Ikke publisert.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

EXACAVATION AND SUPPORT OF TRAFFIC TUNNELS BY TBM. REQUIREMENT, POSSIBILITIES AND ADAPTATION TO GEOLOGICAL CONDITIONS

UTDRIVING OG SIKRING AV SAMFERDSELSTUNNELER MED TBM. KRAV, MULIGHETER OG TILPASNING TIL GEOLOGISKE FORHOLD

Dr Olav Torgeir Blindheim
Dr O T Blindheim Ltd, Cyprus

SUMMARY

A short resume is given about the experience from the three road tunnels that were bored in Norway in the 1980's. A number of projects have been evaluated for tunnel boring (TBM) since then, and of the constructed tunnels, all have been excavated by drill and blast (D&B) tunnelling. For some tunnels presently under planning, TBM is an option. Further, some comments will be given regarding the TBM method, considering the lessons learned on a few large completed international projects (The Channel Tunnel, The Great Belt Tunnel and Hallandsåsen Tunnel), and for two under construction at present (Lötschberg Base Tunnel and Dublin Port Tunnel).

It is concluded that TBM tunnelling may a be very useful alternative to D & B tunnelling, but that it is important to spend enough effort on the choice of tunnelling method. In case TBM is selected, one must ensure that the right type of TBM is used, enabling both expected ground condition and deviations to be handled efficiently.

SAMMENDRAG

Et kort resyme gis om erfaringene fra de tre vegtunnelene som ble fullprofilboret i Norge i 1980-årene. Fullprofilboring har vært vurdert for en rekke prosjekter siden dengang, men alle har blitt drevet ut med boring og sprengning. For noen tunneler under planlegging er fullprofilboring et alternativ. Videre gis det kommentarer til TBM metoden ut fra erfaringene fra noen store internasjonale prosjekt (The Channel Tunnel, The Great Belt Tunnel og Hallandsåsen Tunnel), og til to som er under bygging i øyeblikket (Lötschberg Base Tunnel og Dublin Port Tunnel).

Det konkluderes med at fullprofilboring kan være et nyttig alternativ til boring og sprengning, men at det er viktig å gjøre vurderingen for valg av metode grundig. I tilfelle TBM velges, må man sikre seg at den rette typen TBM brukes, for å muliggjøre at både ventede og avvikende grunnforhold kan takles effektivt.

INTRODUCTION

The last year's development of tunnel boring has made the method more competitive for application on the large diameters that are necessary for traffic tunnels. In Europe, as well as the rest of the world, a number of traffic tunnels are presently under excavation by TBM or at the planning stage, not only in loose deposits, but also in hard rock and under varied and demanding geological conditions. This paper will by looking at examples that cast a light on the requirements that have to be made to the TBMs. Not only must they be able to bore through both very hard rock, sometimes mixed with softer ground, but they also have to be prepared for probing ahead, to provide efficient water control by pre-grouting and for stability support, all to the demanding standards necessary for traffic tunnels.

After a look at some of the experiences with TBMs on three selected large projects, two examples of modern TBM tunnelling will be briefly described. After a long planning process, excavation will start in the Dublin Port Tunnel early 2002. The geological conditions are jointed limestone (with a risk of karst) interbedded with shales, situated with shallow (or lacking) rock cover below a hard packed moraine (with risk of water bearing sand/gravel lenses or channels). After thorough analysis, it will be excavated by a shielded TBM with open cutterhead.

As the other example, it will be referred to the southern section of the Lötschberg Base Tunnel, where two open TBMs now are excavating in a gneiss formation with some rock spalling and expectation of more problems under the high rock cover.

A realistic view about the possibilities offered by modern TBM technology is necessary if investigations preceding choice of method and performance assessments shall provide a complete and balanced picture. This may be crucial for that the tunnel solutions will be able to solve environmental problems and not create them. It may also allow projects that would not otherwise be feasible.

EXPERIENCE FROM NORWEGIAN TRAFFIC TUNNELS EXCAVATED BY TBMs

Road tunnels in the 1980's

It is beyond the scope of this paper to go into previous projects in detail. It is however of interest to give a short resume, as much of the experience is just as applicable today. The only traffic tunnels that have been excavated by TBM in Norway so far are three road tunnels excavated in the 1980s. These were the Holandsfjord tunnel (also called Glomfjord and later the Svartisen tunnel) excavated in northern Norway in 1984-1985, the Fløyfjellet tunnel in Bergen excavated in 1984-1986 and the Eidsvåg tunnel excavated in 1987, also in Bergen.

At the time (since the start of the first TBM tunnel in Norway in 1972), tunnel boring had just become competitive compared meter per meter with D&B tunnelling for the smaller cross sections typically used in hydropower tunnels and in service tunnels for sewage etc, and for rock types with favourable boreability. Any venture into harder rocks and larger cross sections had to be considered being part of an overall

development of the method, both from the viewpoint of the owner, the contractor and the manufacturer (who often had to provide guarantees of performance).

For more details than given below, refer to Norwegian TBM Tunnelling, 30 Years of Experience with TBMs in Norwegian Tunnelling (e.g. Blindheim et al. 1998), and to contemporary proceeding of the present conference. A trial of road-header excavation in Stavanger gave no encouragement for this method in normal hard rocks, and is not commented upon here.

Holandsfjord

This tunnel is 7.6km long, built between Holandsfjord and Glomfjord. It was planned at first as a single lane road tunnel with meeting niches every 300m; a low cost solution for tunnels with very low traffic. The tunnel was needed for access to the Svartisen Hydropower Project (where later several TBMs worked). A second hand 6.25m diameter TBM was leased by the Norwegian Water Resources and Electricity Board to bore 4.3km of the tunnel, and it started excavation in 1984. During construction, the Norwegian Public Roads Administration (which would eventually take over the tunnel as part of the coastal road system) decided to upgrade the tunnel to two lanes. This necessitated slashing out by blasting to 53 m^2 to meet the public roads standard requirements. This was done after the tunnel boring was completed.

The TBM was the Robbins 204-216 (previously engaged in Walgau), equipped with 44 single disc 15.5 inch cutters. The reasons for choosing TBM compared to D&B was: shorter construction period; possible reuse of TBM for a head-race tunnel to the Svartisen power station close by; and reuse of mobilisation facilities. It is clear that several of these reasons were related to synergy effects rather than to cost per meter tunnel.

The boring resulted in an average progress of 80 m/week, average net penetration was 2.0 m/h for a thrust per cutter of 200-220kN. Heavy water inflow was experienced in karstic zones. In crushed zones, fall-outs over the TBM occurred, as well as problems with gripping. The need to be able to perform pre-bolting (spiling), rock support, probe drilling and pre-grouting from a position immediately behind the cutterhead was clearly demonstrated. In spite of these problems, the TBM itself performed well, and the main targets of the project were reached.

However, a comparison of progress and costs, performed afterwards, indicated that tunnel boring could not (at the time) compete cost-wise with drill and blast tunnelling meter by meter for the cross sections actual for road tunnels.

Fløyfjellet tunnel

This tunnel was badly needed for the release of traffic congestion on the western access road to the city of Bergen. Encouraged by the development of TBMs, and supported by the already available NTH prediction models for hard rock tunnel boring, the twin tube (3.2 and 3.8km) road tunnel below the Fløyfjellet mountain-side was decided to be excavated by tunnel boring. The choice of excavation method in the

mainly hard granitic gneiss, with sections of quartzite and schist, was a daring decision by the Norwegian Public Roads Department, and the manufacturer The Robbins Company.

The following main factors were considered: the urgent need to relieve traffic congestion (by early completion of one tube); total cost not higher than for D&B (a possible 10% reduction was foreseen); a reduction of up to 75% in rock reinforcement; reduction of vibrations and ventilation during construction (not at least important for the above residents and the hospitals close by both portals); the improvement of the work safety and environment in the tunnel, as well as the interest of the Public Roads Department of getting first hand experience with the method, which could be of interest for other long road tunnels under planning.

The Robbins TBM 252-226 with diameter 7.8m and 57 single 17" disc cutters completed the two drives without problems. The muck transport was done by subcontractors to the Public Roads Department using trucks, loaded from silos in the back up section of the TBM and turned around by specially made turn-tables. Average net penetration rate was 1.6 m/h in the first tube and 1.45 in the second. Overall utilisation was 48 and 59% respectively for the two tubes, even for 23 and 20% time for cutter change in the abrasive rocks. The TBM was equipped with a drilling unit for probe and grout hole drilling, but the need for these measures proved to be small. Rock bolting was sufficiently done with hand held drills, and a custom made system of steel lattice girders made by hot dip galvanised steel rebars (by Ørsta Stålindustri) was not necessary to utilise. The double lane tunnels were after break-through slashed out by D&B in the lower corners, to satisfy the cross section requirements.

The tunnel would probably have been less costly by D&B, not considering the environmental problems with blasting. However, the project was considered a success by the involved parties, and resulted in the same TBM being used at the next tunnel on the same road project, see below.

Eidsvåg tunnel

This tunnel was located very close to the Fløyfjellet tunnel on the same road project in Bergen. Due to the positive experience gained in the Fløyfjellet tunnel, the same TBM was engaged to bore a double tube of 850 m length in blocky granitic gneiss. The TBM diameter was increased from 7.8 to 8.5 m. The tunnels were completed faster than they could have been by D&B, but at higher costs. This was considered by the owner to be beneficial, as it resulted in an earlier relief of the traffic congestion.

Conclusions

The experience from the TBM boring of these road tunnels can be summarised as follows:

- Generally the results with TBM performance were positive for boring in massive, hard and abrasive rocks.

- Problems with weak and water bearing zones have to be dealt with by proper preparation. The space just behind the cutterhead must be utilised, as best as possible for the diameter in question.
- The quality of the final product was satisfactory, except for the disadvantage introduced by the enlargement of the bored cross section by blasting. Preferably, enlargement blasting should be avoided.
- Available methods for non-circular tunnelling were not feasible in normal hard rocks.

RECENT NORWEGIAN TRAFFIC TUNNELS EVALUATED FOR TBM

Looking back, it appears to be a gap in Norwegian TBM tunnelling for traffic tunnels since the late 1980's. Admittedly, no new traffic tunnels have actually been bored in Norway the 14 years gone by since 1987. However, a lot of experience have been gained from other projects, including experience from tunnels in very hard rocks and in otherwise very challenging conditions (NFF, 1998). Several projects have been evaluated in more or less detail for TBM excavation. The reasons for not choosing TBM are briefly outlined in Table 1 below.

It must be remembered that the extremely efficient D&B tunnelling, as performed in Norway by lean competent crews using the best equipment available, provides for an exceptionally competitive tunnelling environment. In the scope of this paper, it is not possible to go into details on this. Comments can however be made with respect to the apparent main reasons for not choosing TBM excavation for the projects, considering these special Norwegian conditions.

The list in Table 1 is not necessarily complete, as it is partly based on projects in which the author has been involved in, partly on information granted by professional colleagues. It is not intended to be exhaustive and accurate in details, rather the more important factors are outlined, as understood by the author. Any correcting information is welcomed.

Table 1. Overview of Norwegian traffic tunnels assessed for tunnel boring since 1987

Project	**Tunnel length**	**Rock types**	**Important factors for choice of method**	**Chosen method**
Øksfjord road tunnel	4km, one lane	Basalt, jointed	Poor boreability, TBM more expensive	D & B
North Cape subsea road tunnel	6.8km two lanes	Phyllite and schists	Good boreability, water inflow in the schists, TBM more expensive	D & B
E6 etc. Trondheim road tunnels	1-3km, several two-lanes	Greenstone and schists	Good boreability, residencil areas, few and short tunnels, poor continuity	D & B
E6 Nordby road tunnel	4km, 2x two lanes	Massive gneiss	Poor boreability, residential areas, TBM more expensive	D & B

Aurland-Lærdal road tunnel	24km, two lanes	Gneiss etc	Poor boreability, rock spalling, TBM competitive, contractual separation	D & B
Romeriksporten railway tunnel	14km, two tracks	Gneiss, sedimentary rocks	Partly poor boreability and stability, water inflow, large cross section	D & B
E6 Korgfjellet road tunnel	8km, two lanes	Mica gneiss, mica schist	Medium to good boreability, TBM competitive, contractual separation	D & B
Ringeriksbanen railway tunnel	3-30km, many altern.	Eruptive and sedimentary rocks	Poor to good boreability, water control	Postponed
Gjevingåsen railway tunnel	4km. 1 alt. 2 tracks	Greenstone, schist	Medium to good boreability, partly residential areas, subsidence	Under evaluation
Skøyen-Asker railway tunnels	4-6km, 1 or 2 tracks, several altern.	Chalk/clay-schists, intrusives	Good boreability, residential areas, subsidence, contractual separation	D & B for first phase
Lieråsen railway tunnel	10km, 2x1 or 1x2 tracks	Rotten granite, swelling clay, residual stress	Good boreability, stability problems, water control	Under evaluation

Of these tunnels, the last four may still be open for evaluation of tunnelling method.

It is interesting to note that for the tunnels already built, some of the main reasons for the choice of tunnelling method may in hindsight seem to have been wrong or assumptions about ground condition not precise. E.g. for the North Cape tunnel, the expected occurrence of large water seepage in the broken schists in the northern section did not come true. On the other hand, the expected occurrence of poor stability in the same formation appears to have been lost in the discontinuous planning process, causing estimates of D&B to be too optimistic.

The record long 24 km Aurland-Lærdal road tunnel experienced extreme rock spalling problems under high cover in some sections, not only the problems usual for the high cover tunnels in the region. A claim in this connection was settled out of court. It is not obvious that TBM excavation would have eased the problems, but it is possible. On the worst sections also tunnel boring would have been problematic. The 14 km long Romeriksporten railway tunnel proved to have a short (1 km) section with extreme water problems, and a combination of water and stability problems for most of the remaining sections. At least for the latter sections, TBM excavation may have been competitive, considering also the restrictions on the blasting vibrations.

When the choice of tunnelling method is made, it is important to have sufficient site investigations to allow reliable predictions, and a risk assessment should be performed, analysing the effects of possible deviating conditions.

For several of the tunnels mentioned in Table 1, the contractual arrangements (distribution and timing of lots) have excluded TBM tunnelling, as the resulting drives became too short or not co-ordinated time-wise.

EXPERIENCE FROM SELECTED INTERNATIONAL PROJECTS

Looking abroad

There is a wealth of experience with TBMs in large cross sections. It is not possible in this connection to give a comprehensive analysis of all the lessons learned. However, it is tempting to mention a few projects that already have been extensively reported in the tunnelling literature and on technical conferences.

The Channel railway tunnel

This author was involved with a short risk assessment before construction for the Norwegian bank (Den norske Creditbank) that was invited to participate in the financing. The experience from the project has been extensively published.

In this connection, it is interesting to note that the fully shielded TBMs on the French side, where the worst conditions with respect to stability and water were expected, were well adapted and performed well. Bolted concrete segments with gaskets were installed as lining. On the British side however, less water were expected, and the TBMs were installing simpler segments expanded against the contour. These were not able to cope with the water seepage typically coming from subvertical joints in the chalk not found by vertical core holes in the seabed. These TBMs had to be refitted in the tunnel and possibilities for pre- and post-grouting improved. This caused a delay at first, but the later record breaking performance made up for it. In the end, the tunnelling had gone much as expected, and the delays and serious cost overruns for the project as a whole were caused by other items (safety of the rolling stock, the land terminals etc.)

It is obvious that the selection of the right type of TBM is crucial for the success of a project.

Storebælt railway tunnel

This author was involved in a feasibility study in the early planning phase, when the Danish authorities decided to bore the railway tunnel, and therefore followed the later experiences with interest, however on a distance. The experience from the project has also been extensively published, including a paper on this conference (Kofoed, 1994).

The project became hampered by several unfortunate incidents connected to the TBMs. The four custom-made TBMs suffered from a variety of "bugs" and it took quite some time before they performed efficiently. Early in the project, after boring just a few meters into the moraine below the seabed, a water in-break occurred as maintenance was taking place in the cutting chamber. Due to poor routines, it was not possible to close the entrance door (it was blocked by cables), and the TBM was flooded. The short tunnel and the open cut filled up and flowed over to the other tube and drowned the TBM in that tube as well. A large operation was necessary to get the TBMs back into action and to secure the further progress. Near the completion of the excavation, one of the TBMs burned out (fuelled by the hydraulic oil), damaging the segmental lining, and also causing serious delays.

Although the "debugged" TBMs in this case seems to have been well adapted to the expected and encountered conditions, and an extensive quality assurance system was in action, this did not prevent serious delays and large cost overruns. It is difficult to point to a single cause for the problems. It may demonstrate that things do not happen in the right manner by themselves, it takes serious and extended effort to do the right things, even if the right type of equipment is in place.

Hallandsåsen railway tunnel

The long and difficult history of this project has been reported several times in the tunnelling magazines, and on this conference as well. It is not intended to go into this in detail. However, a brief look at the short attempt to use a TBM is worthwhile.

The new Atlas Copco MK 27 TBM had a diameter of 9.1 m with over-boring capacity to 9.3 m. It was equipped with 500 mm (20") cutters, and was accordingly capable of boring very hard rock. It had equipment for probe drilling and pre-grouting, as well as for roof bolting and mounting of steel ribs behind the cutterhead. In total, it was a state of the art, very versatile TBM.

As boring started in 1993, the TBM immediately encountered a fault zone with clayey weathered rock. This resulted in stability problems in the crown ahead of the face and need for pre-bolting (spiling). As the grippers did not get enough support in the soft ground, the cutterhead started to dip. After serious delays, the TBM was finally taken out after having bored only 13 m.

This is not the occasion for a thorough analysis of the whole situation, but it appear reasonable to conclude that even a very versatile TBM can meet conditions it is not able to handle. It is understood that tunnel boring, this time with a shielded TBM, is again considered for completion of the project, under very strict requirements to water control.

Swiss experience

In Switzerland a large number of railway and road tunnels have been built with TBMs since as early as 1975. Until year 2000 more than 180 tunnels have been driven with

TBM for a total length of more than 420 km, most of these for railways and roads. This includes tunnels in loose deposits, as well as soft and hard rock.

As a result, an extensive experience base has been gathered. The lessons learned have resulted in that the Swiss are taking the selection of tunnelling method very seriously and approach it in a systematic manner. This could be worth a study in itself. This experience has lately come to application for the 57 km Gotthard Base Tunnel and for the 35 km Lötschberg Base Tunnel through the Alps. An example from the south section of the Lötschberg Base Tunnel will be given below.

LÖTSCHBERG BASE TUNNEL

Geological conditions

A comprehensive overview over the geological condition is not possible here, as most of the ingredients of the complex Alpine geology is present. From the north, this includes flysch, hard sandstones, chalk with karst, crushed sediments, and to the south old crystalline gneisses, slates, amphibolites, phyllites and limestones. Water pressure up to 120 bar is expected, temperatures up to 40°C, as well as sections with heavy rock stress problems.

The tunnel excavation is split in 11 sections, attacked from 3 main work areas, in Mitholz and Ferden by D&B tunnelling, and from Steg and Raron in the south by TBMs. It appears as the TBMs have been set in on the sections with less complex geology, although they will also get a fair share of the problems.

Requirements to the TBMs and their equipment

The TBMs are two similar Herrenknecht open hard rock TBMs with diameter 9.4 m. They both started boring this year. The TBM at Steg has 8.5 km tunnel to bore and the one at Raron 10.2 km. The dominating rock types are limestone (UCS 23-110 MPa), gneiss (UCS 25-80 MPa) and granite (UCS 100-180 MPa). From visits in March and August it may appear that a gneissic quartz-diorite is prominent.

The special conditions that had to be considered for the TBMs, besides the rock types that should be bored efficiently even when massive, were as follows: high risk of water inflow in the limestone section, risk of gas inflow (in coal strata rocks), risk of radioactive material, rock temperatures up to 35 °C, and a varied degree of jointing (RMR between 40 and 80). Excavation and support classes are outlined according to Swiss practise.

The TBMs are equipped with 60 back-loaded 432 mm (17") cutters, considered to have sufficient capacity for the expected rock mass boreability. Extendable periphery cutters provide for optional over-cutting. Otherwise, the cutterhead is closed and short, powerful ventilation is in place, and a large working space (3m length) behind the cutterhead provide for installation of rock bolts (2 drill rigs), steel ribs (ring beam erector) and wire mesh. Powerful probe drill for systematic investigations ahead of the face is installed, and possibility for wet or dry shotcreting, including installation

for loading and transport of shotcrete rebound. This forward work area is very impressive, it is of course easier to arrange this on such a large TBM. One may however wonder if the TBM body is strong enough.

Further behind, there are two work platforms, for wet-mix shotcrete (MBT design) and a drill rig for rock bolting of the whole circumference, except at the invert segment. Pumping of water through 100 mm pipe from the invert segment area, methane gas detection, and continuous conveyer belt for muck transport, rail-bound transport of personnel and materials, and several interesting details complete an extensive concept.

It looks indeed as all the experience from previous Alpine tunnels has gone into the requirement from the owner. The contractor (ARGE MaTrans) has of course added his own requirements to production speed of the different operations. In principle, it is not much these TBMs should not be able to handle efficiently. The large diameter, the spacious work platforms, the conveyer belt, and a well-organised job-site, gives an clear impression of order and efficiency.

Experiences so far

Until recently, the geological conditions have been reasonable. Some tendencies to rock spalling were evident already under relatively low cover in March, and was amply supported with rock bolts and mesh. In July and August some sections with very jointed rock mass had been encountered, that gave cave-ins in front of the cutterhead, and caused delays due to the need for heavier support.

As always, it remains to be seen if the TBMs prove to be robust and reliable enough to endure the challenges of the long drives, and whether all systems will work as intended. The first breakthrough between Steg and Ferden is scheduled to the end of 2002, and between Raron and Ferden at the end of 2003, so there will be more opportunities to follow the experiences.

DUBLIN PORT TUNNEL

This author has the last two years been involved in the Dublin Port Tunnel Project, and has performed an independent geological evaluation, considering the site investigations, and participated in the assessments for the choice of tunnelling method, contractor and construction supervisor.

The project consists of 5.6 km dual carriageway, which includes 2.4 km of twin bored tunnels and 2.2 km twin cut & cover tunnels. The bored sections may be extended into the planned cut & cover sections. The traffic is estimated to 20.000 vehicles per day in the opening year of 2004, rising to 31.000 in 2018. The portion of heavy traffic is high. The estimated costs were Irish pounds 204 million (1999 prices), which already are exceeded by the tender.

Geological conditions

The ground under Dublin consists of a dark limestone interbedded with shale, with very pronounced bedding and moderately to very jointed. Karstic features are expected to be rare or small, but cannot be excluded. The bedrock underlies a hard packed moraine ("stiff boulder clay"), consolidated by the glacier after deposit, with looser deposits on the top. The moraine also contains lenses with sand/gravel. These may also occur as buried channels, thus giving potential water inflow and stability problems as well.

Below the residential areas, the tunnel will be excavated in the limestone bedrock, except for a couple of short sections where the rock cover is very low or even lacking. The sections to be excavated in the moraine are below open areas or streets.

Environmental considerations

As the double tube tunnel goes with shallow rock cover, typically 10-30 m below ground surface and 19-24 m in residential areas, the possibilities of disturbance of the surrounding have got a lot of attention by the planners, but also by the public. This has caused the need for very thorough site investigations, and independent evaluations both on geological and geotechnical conditions, on the choice of construction methods, as well as on safety matters in general.

As this is the first major road tunnel project in Dublin, the authorities considers it extremely important to have a successful outcome, as this would ease the continuation to construct other badly needed tunnels to relieve the heavy traffic congestion in Dublin. The situation is not unlike how it was in Oslo before the Fjell-linjen or the Festnings-tunnel was built below Oslo city in the 1980s.

The public, not being used to tunnel solutions, has partly been sceptical to the plans and the original proposed NATM tunnelling method, not at least after the collapse at Heathrow airport. Some residents above to tunnel have showed a rather militant approach, even blocking and delaying site investigations.

Choice of tunnelling method

The tender for a design and build contract was prepared basically for D&B tunnelling, with strict requirements in particular on how to avoid collapse to the surface, minimising settlements of buildings, and minimising disturbance due to blasting vibrations. All requirements, including for probe drilling and ground treatment for stability and water control applied also for alternative excavation with TBM.

The tenders submitted last summer ranged from open face excavation by D&B, to excavator in open shield, shielded TBM with open cutterhead, earth pressure balanced (EPB) TBM, to slurry TBM. The documentation provided by the tenderers was extensive. The evaluation of the tenders was done on a technical basis first, giving a score that counted for 60% for different aspects of technical quality, compared to 40% weighting for the price.

The final choice considering all factors ended on excavation by a shielded dual purpose closed cutterhead TBM, operated in open mode, with installation of bolted concrete segments as initial support. For permanent support and water tightness, the tunnel will be lined with a membrane and cast in situ concrete. This solution does of course not come cheap, but the willingness and financing to pay what is needed for a solution with high degree of safety in all aspects is obviously present.

Requirements to the TBM

The single shield TBM, with approx. 11 m diameter, is designed to be able to probe ahead with at least two holes minimum 10 m ahead of the face for the whole tunnel section. This requirement would only have been deleted if the TBM would work in a pressurised mode. Ground treatment by pre-grouting shall also be possible. It shall have data-loggers to record the operation of the TBM.

The requirements to the bolted segmental concrete lining (with gaskets) are strict, e.g. design life is 120 years. They must sustain handling stresses and any propulsion forces from the TBM. The final lining shall be free from all leaks, seepage and damp patches above the roadway. The final surface shall be smooth and the lining shall satisfy structural requirements to the Eurocode 1 HC time/temperature curve or to a similar curve to be developed for a design fire of 100MW.

Status

Construction has started. The contractor (Nihimatsu Mowlem Irishenco Consortium) is presently mobilising for both the tunnelling and the road-works, which also includes bridges. Some digging for access portals and shafts have started. The TBM is being manufactured. The tunnelling is scheduled to start in the beginning of 2002. With 3 ½ years construction period, the opening date is scheduled to the spring of 2004.

It will therefore be possible to come back to this interesting project to see if the choice of method was sensible and if performance will meet expectations, both with respect to the very tight time schedule. the high technical quality and the prevention of problems for the surroundings.

CONCLUSIONS

Environmental considerations

The use of modern TBMs is not necessarily an easy and inexpensive way to solve environmental problems. However, some times it may be the only solution that can satisfy very strict requirements, for example to water control or to other disturbances to the surroundings. In some cases, it may even be the only politically acceptable solution, as in reality was the case in Dublin.

However, as some of the above examples illustrated, the choice of TBM and the specifications need to be carefully considered to ensure the wanted effects and the success of the project.

Construction time and cost

It is not possible to state that TBM will reduce construction time for all tunnels. This obviously depends on the situation for each project. The mobilisation time may be a limiting factor, unless accounted for in the scheduling.

The costs may be lower or higher than for D&B tunnelling, again dependent on the situation. The willingness to put a significant price tag on the protection of the physical environment, and on the avoidance of disturbance of the general public and close by residents, seems to be very high many places in Europe.

This, besides a higher general cost level for D&B tunnelling than in Norway, results in that the choice in Europe is frequently tunnel boring.

It is not expected that TBM tunnelling will take over a large portion of traffic tunnels in Norway. This is due both to our often better rock conditions, but also to our very cost efficient D&B tunnelling. However, there may still be cases where tunnel boring will be the "right" solution, and it certainly appears worthwhile to look into this for projects where environmental factors are important, or the situation otherwise may allow for or favour tunnel boring

Risks

The use of TBMs may for some projects reduce the risks connected to construction time and costs. However, if TBMs are applied on the wrong project, or the type of TBM is not well adapted to the conditions, the risks may higher.

It s important that evaluation for choice of tunnelling method take this into consideration, and that enough information is available about the ground conditions to make well supported decisions. The assessment should also include "what-if"-scenarios for other ground conditions than expected.

REFERENCES

Blindheim, O. T. (1998): "Early TBM Projects (in Norway)"
Norwegian TBM tunnelling, 30 years of experience with TBMs in Norwegian tunnelling, Publication No. 11, Norwegian Soil and Rock Engineering Association. Norwegian Tunnelling Society, NFF, pp 43-51.

Blindheim, O. T., Johansen. E. D. & Hegrenæs, A. (1998): "Bored Road Tunnels in Hard Rock". *Norwegian TBM tunnelling, 30 years of experience with TBMs in Norwegian tunnelling,* Publication No. 11, Norwegian Soil and Rock Engineering Association, Norwegian Tunnelling Society, NFF, pp 57-62.

Kofoed, P. (1994): "Experiences from the construction of the Great Belt Tunnels". *Rock Blasting Conference*, Norwegian Soil and Rock Engineering Association, Norwegian Tunnelling Society, NFF, Oslo (In Danish)

Hufschmied, P. (2001): "Special Requirements for the Lötschberg base Tunnel". CUC, International Centre for Geotechnics and Underground Construction, Sargans, Switzerland, Course on TBMs for Alpine Rock Conditions, June 2001.

Classen, J. (2001): "TBM at the Lötschberg Raron/Steg". CUC, International Centre for Geotechnics and Underground Construction, Sargans, Switzerland, Course on TBMs for Alpine Rock Conditions, June 2001.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

FORSKRIFTER FOR BRUK AV SPRENGSTOFF, PLASSERING AV ANSVAR

Regulation of use of explosives, place the responsibility

Fagansvarlig eksplosiver Hans-Jørgen Eriksen
Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern, DBE

SAMMENDRAG

Samfunnet påføres relativt betydelige skader gjennom uhell som oppstår i tilknytning til bruk av sprengstoff i ulike sammenhenger. Myndighetene har derfor igangsatt en prosess med regelverksutvikling og skjerpet tilsyn. Målsetningen er å tilrettelegge for en sikrere utøvelse av sprengningsarbeide. Erfaringer med dagens ordning har vist en del svakheter og risikoen for skader på tredje person ved sprengningsarbeider er for stor. Skytebasen slik vi kjenner ham har etter hvert fått en for stor del av ansvaret, mens virksomhetens ledelse er mer eller mindre uberørt. Det arbeides med å få fram regler som på en klarere måte plasserer faglig og juridisk ansvar ved sprengningsarbeider.

SUMMARY

Considerable damage caused by accidents connected with use of explosives in different relations is brought upon society.
Therefore, the authorities have initiated processes for developing the legislation framework and more stringent supervision. The aim is to organise a more secure execution of blasting.

Experience with the existing system has shown weaknesses, and the risk of injuring a third party in connection with blasting is too high. The blaster has gradually been faced with a too large part of the responsibility, while the management of the company more or less is unaffected.

The ongoing revision of the legislation is aiming at creating rules that in a more explicit way place the professional and legal responsibility connected to blasting.

Innledning

I skrivende stund er det dessverre slik at deler av grunnlaget for å presentere nytt regelverk som plasserer ansvar ved sprengningsarbeid ikke er ferdig nok for offentliggjøring. Årsakene til dette er bl.a at deler av arbeidet som gjelder kompetanse med mer, ennå ikke er påbegynt, mens det som gjelder ansvarsplassering ved sprengningsarbeid er klart fra direktoratets side, men noe forsinket i den videre prosess og ligger nå som en del av en samleforskrift til avklaring i departementet for utsendelse til høring. Inntil slik avklaring er gitt er dokumentene unntatt offentlighet. Under utarbeidelsen av den delen av forskriften som omhandler håndtering av eksplosjonsfarlig stoff kap. 10, bruk, og særlig plikt til å ivareta sikkerhet ved sprengningsarbeid, hadde direktoratet bistand fra en ekstern kompetansegruppe bestående av Erik Løftingsmo fra entreprenørselskapet Selmer, Jan Egil Blix fra Statens vegvesen, Vestfold og Arne Rafdal fra Dyno Nobel.

Det at hele direktoratets regelverk er under omarbeiding i forbindelse med lansering av nytt lovgrunnlag gir ytterligere forklaring på hvorfor arbeidet tar noe tid. Første utgaven av dette forskriftsarbeidet er en minimumsvariant for å få på plass alle detaljer til ny lov trer i kraft, sannsynligvis fra 1.juli 2002. Framdriften i dette arbeidet har igjen i noen grad å gjøre med den politiske situasjon vi befinner oss i om dagen, og om Stortinget rekker å behandle proposisjonen i rimelig tid. Det faglige grunnlaget for direktoratets arbeid på området ligger i en egen stortingsmelding om brann- og eksplosjonsvern.

DET KONGELIGE ARBEIDS- OG ADMINISTRASJONSDEPARTEMENT

St.meld. nr. 41

(2000–2001)

Brann- og eksplosjonsvern



Som det framgår av fig.1 er bruk av sprengstoff særlig omtalt som et område der det er påpekt behov for særlig innsats for å bedre forholdene.

Fig. nr.1 Kap. 5 Utfordringer, mål og strategier for meldingsperioden, St.meld.nr.41

5.7 Eksplosiver

Bruk av sprengstoff

Samfunnet påføres relativt betydelige skader gjennom uhell som oppstår i tilknytning til bruk av sprengstoff i ulike sammenhenger. Samfunnet har krav på at håndtering og bruk av eksplosiver skjer på en sikkerhetsmessig forsvarlig måte. For å oppnå dette må de ansvarlige for slikt arbeid ta sitt ansvar for sikkerheten alvorlig. En av årsakene til den uheldige situasjonen synes å være stadige endringer i virksomhetenes organisasjoner, og at ansvaret for sikkerhetsoppfølgningen derved blir uklar. På grunn av at skytebasene som regel driver egen virksomhet og dermed leies inn som selvstendige entreprenører vil det tidvis være liten sammenheng mellom de økonomiske interessene ved en utbygging, som påhviler byggherren, og ansvar for eventuelle skader som følge av sprengningsarbeider, som påhviler skytebasene. Bransjen sliter generelt med svak rekruttering og med til dels dårlig kompetanse innen eget fagfelt. Myndighetene har derfor igangsatt en prosess med regelverksutvikling og skjerpet tilsyn. Til sammen vil dette kunne legge til rette for en sikrere utøvelse av sprengningsarbeider i fremtiden.

Dagens ordning med at i hovedsak en person, dvs godkjent bruker, eller som vi sier i dagligtale, skytebas, er den som bærer ansvaret for at sprengningsarbeid utføres på en sikkerhetsmessig forsvarlig måte, virker etter hvert urimelig. Faglig sett er jobben krevende. Utfordringene er mange og dreier seg om krav til utførelse, teknisk løsning, fjellforhold, omgivelsene, økonomi, ansvar, eventuelt forhold til arbeidsgiver, egen sikkerhet osv.. Fra et myndighetsperspektiv synes det nå åpenbart at ordningen ikke gir de forventede resultater noe som kan henge sammen med de organisatoriske forhold for hvordan sprengningsarbeider planlegges og utføres.

Fig. nr. 2 Kap. 5 Målsetning om reduksjon i antall sprengningsuhell

Boks 5.9

Antall sprengningsuhell skal reduseres med 30 prosent i forhold til nivået i perioden 1995-99.

Sikkerhetsnivået i forbindelse med sprengningsarbeider skal heves gjennom intensivert tilsyn kombinert med holdnings skapende og kompetanse økende arbeid.

Det skal foretas endringer i regelverket for å presisere ansvaret for sikkerhet i forbindelse med sprengningsarbeider.

Dagens regelverk
Godkjent bruker er ansvarlig for at tilrettelegging og forberedelser til sprengningsarbeidet, boring, varsling, lading, sprengning og alt av betydning for sikkerheten, skjer i samsvar med bestemmelsene i Lov om eksplosive varer og tilhørende forskrifter.
Arbeidsgiver/oppdragsgiver plikter å legge forholdene til rette slik at godkjent bruker kan oppfylle sitt ansvar.
Skriftlige planer for sprengningsarbeidet skal utarbeides eller godkjennes av den godkjente bruker som har ansvar for sprengningsarbeidet.
Ved kompliserte sprengningsarbeider som krever planlegging, beregninger med mer som går ut over de kunnskaper godkjent bruker har kunnet erverve seg for å få utstedt sprengningssertifikat, hvor det er benyttet ekspert-/konsulenthjelp til utarbeidelse av planene for sprengningsarbeidet, er arbeids-/oppdragsgiver og de som har utarbeidet planen ansvarlig for at uhell/ulykker ikke inntreffer, men mindre uhellet/ulykken skyldes uaktsomhet fra den godkjente brukers side.
Godkjent bruker skal være tilstede på arbeidsstedet når lading og sprengning pågår.
Alt utstyr som godkjent bruker anser nødvendig for sikker utførelse av arbeidet, skal forefinnes på arbeidsstedet før arbeidet igangsettes.

Erfaringer
Skadebildet ved sprengningsarbeider viser ingen forbedring i forhold til tiden før siste reform. Dette gir grunn til ettertanke. På kompetansesiden ble det gjennomført sprengningsfaglige kurser i størrelsesorden 50000 dagsverk for klasse A og B til sammen. Av dette kunne en forvente resultater ved at det også kom strengere regler for utførelse av sprengningsarbeid og senere regler om helse, miljø og sikkerhet, HMS.
Et annet trekk vi ser er at skytebasen er rimelig isolert med sitt ansvar.
Byggherre, entreprenør og arbeidsgiver opererer mer uavhengig av ham enn godt er. Samhandlingen mangler når det gjelder krav til sikkerhetstenkning.
Eksempler er manglende risikobetraktninger hos byggherre under planlegging av et arbeide, entreprenør gir pristilbud basert på tilgjengelig utstyr som slett ikke nødvendigvis passer for jobben eller som har rom for sikringstiltak og arbeidsgivere som ikke oppfyller sine plikter overfor skytebasen hva gjelder å legge forholdene til rette, slik at denne kan oppfylle sitt ansvar, ref forskrifter om HMS. Spørsmålet om ansvarsplassering er blitt meget påtrengende.
Den vridning i handlingsmønster vi ser gjør seg gjeldende ved sprengningsarbeid setter skytebasen/brukeren i en meget vanskelig situasjon.

Framtidig behov
Sett fra en myndighets synsvinkel er det viktig at den som skal inneha rollen som ansvarlig er i stand til å fylle denne på en fornuftig måte. Ut fra erfaringene vi har med dagens system er det all grunn til å stille et spørsmål om virksomhetenes ledelse er aktive nok for å bedre sikkerheten ved fjellsprengning.
Skal vi få til en bedring er det nødvendig at virksomhetens ledelse som har makt og myndighet også har ansvar for sikkerhet, både ved planlegging og gjennomføring av sprengningsarbeider.

Regelverksarbeid

DBE har startet arbeidet med å revidere regelverket på området. I første omgang gjelder det spesielt den delen som omhandler ansvar. Forslaget som kommer på høring stiller særlige krav til foretak på området. Ledelsen får definert sin rolle i forhold til sikkerhet i alle ledd under et arbeid. Den faglige delen under bruk er det ennå ikke gjort noen endringer i, men det tas sikte på at dette arbeidet skal starte snarest mulig. I utgangspunktet vil vi stå ganske fritt til å velge modell med hensyn til nødvendig kompetanse for de forskjellige områdene. Tidligere har vi vært i kontakt med flere andre lands myndigheter om disse spørsmål og det er flere mulige løsninger.

Fortsatt ønsker vi bistand fra ulike hold og partene i arbeidslivet, bransjens faglige organer og andre myndigheter vil bli spurt om å være med i utviklingen av nye regelverk.

Vår intensjon er å få utviklet et regelverk som skal være et verktøy for bransjen for hvordan sprengningsarbeid kan utføres på en sikker måte. Skal vi lykkes må vi ha hjelp under utviklingen. Det er særlig viktig at bransjen nøye går inn i høringsrunden som kommer og gir tilbakemeldinger på det materiale som vil bli ny forskrift.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

INTERVALLTIDENS BETYDNING FOR BRYTNINGSFORLØPET

The impact of intervals for rock blasting.

Overingeniør Oddvar Brøndbo, Dyno Nobel Europe

SAMMENDRAG

Med enkle hjelpemidler som digitalt videokamera, AnB og Nonel®-systemene som verktøy, har foredragsholderen tillatt seg å stille spørsmål om de "oppleste teorier" vedrørende intervalltidenes betydning for fjellsprengning er moden for enkelte revisjoner. Foredragsholderen, som har den største respekt for de som har utviklet teorien, påberoper seg ikke å ha noe stort vitenskapelig grunnlag for sine forslag til enkelte forandringer som blir beskrevet i dette foredraget. Lesere og tilhørere må se dette som et innspill til de kontinuerlige og positive diskusjonene om hvordan bransjen kan oppnå optimale resultater.

SUMMARY

With the help of a digital video camera and such tools as Dyno Nobel's AnB (ANFO Bulk) and NONEL®- systems, the lecturer has carried out a number of tests that raise the question of whether the "approved theories" regarding the impact of intervals for rock blasting are due for revision. The lecturer has a genuine respect for those who have developed the theories and does not yet feel there is a scientific basis for the ideas for the recommended changes that are described in this lecture. The readers, and the participants at the Rock Blasting Conference, should therefore consider this a contribution to the continuous, constructive discussions on how to achieve optimal results in this specific business sector.

Har vi for kort forsinkertid mellom rastene ?
For 2 år siden ble det utført flere forsøk med bruk av forskjellige typer fordemning i bruddet til Feiring i Bjønndalen. Under forsøkene ble det benyttet mange varianter av fordemningsmateriale, men med liten forbedring i vertikal utblåsing. Denne erfaringen førte til at oppmerksomheten ble rettet mot topptenning, og at forklaringen lå der. Ved å innføre bunntenning ble det en markant forbedring, men dog ikke tilfredsstillende.

Timingen mellom rastene ble gitt prioritet.
Bruddet benyttet 89 mm borkrone, og forsinkelsen mellom rastene var 2 x 42 ms. Etter en grundig analyse av videofilmen, ble det besluttet å øke forsinkertiden til 2 x 67 ms. Den første salven som ble skutt viste en stor forbedring i pipesprut.

Erfaringen gav oss anledning til å få testet ut den oppleste teorien, mot en enkel utprøving, dokumentert med videofilming.

Fungerende teori
Ved en rask litteraturstudie tilbake så langt som til1960, vedrørende intervalltidens betydning, gir oss mange interessante inntrykk.
Alle som har berørt dette emnet er stort sett enige om at intervalltiden er av stor viktighet. Den er hos noen særdeles viktig, og har avgjørende betydning for resultatet.

Den mest eksakte og kanskje den mest etterlevde teorien, er den som står i en lærebok fra 60-tallet.

Der står det litt forkortet:

> ***Intervalltiden har stor betydning for sprengningsresultatet. Den må fastlegges av grundige utprøvninger. Når utprøvninger ikke er foretatt, anbefaler vi at en konsentrerer seg om at rekkefølgen blir riktig.***

Dette er nå 40 år siden, og det kan virke som om denne utprøvingen ikke er foretatt ennå.

Et annet eksempel er fra et dagbrudd som borer 10" hull og har en forsetning på 8 m.

Her står det i et foredrag fra 70-tallet:
Vi forandret intervalltiden fra 50 ms til 100 ms uten å merke vesentlig forbedring.

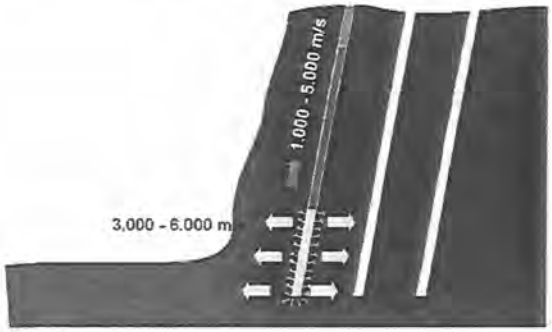
80-tallet gav oss en grundig innsikt i hvordan vi regner ut optimale forsinkertider.

Vi dekker inn brytningsforløpet i tre deler.

1. Kompresjonsfasen 3.000 – 6.000 m/s :

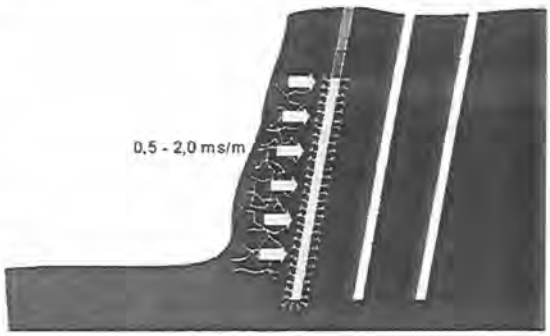
Benytter vi her eksemplet fra Bjønndalen, beregner forsinkertid etter formelen - vil vi få følgende :

Boredimensjon	**89 mm**	
	Forsetning	2,8 m
	Hullavstand	3,2 m
	Bergkonstant	Middels



Tid for kompresjonsfasen = 4,5 m/ms * 2,8 = 0,6 ms

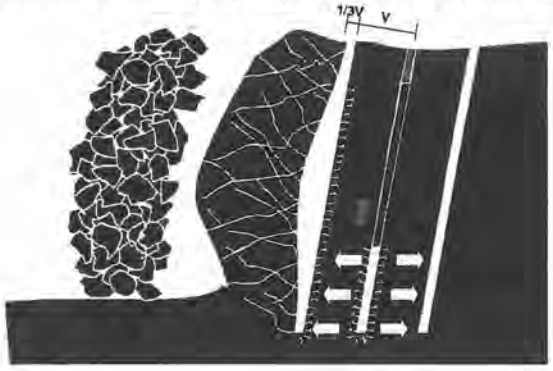
2. Refleksjonsfasen 0,5 – 2,0 ms/m :



Tid for refleksjonsfasen = 1,3 ms/m * 2,8 m = 3,64 ms

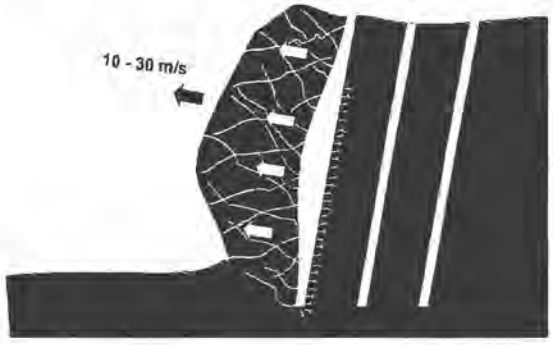
3. Gasstrykkfasen 10 – 30 m/s :

Her sier teorien at berget bør forflytte seg 1/3 forsetning før neste rekke blir initiert.



$$\frac{0{,}93 * 1000}{20\ m/s} = 47\ m/s$$

Legger vi sammen alle fasene får vi 51 ms mellom rastene.



Det var teorien, og den vet vi gir gode resultater.

Stemmer dette i praksis ?

Vi må sette opp en del forutsetninger.

1. Sprengningen skal ikke gi kastlengder utover 4 x pallhøyde i utslagsretningen.
2. Pipesprut – ikke merkbar
3. Salveprofil med min. 2/3 av massen på gammel såle.
4. Rystelse – minimum

Forutsetter vi at tiden for kompresjons- og refleksjonsfasen er riktige, vil det som det fremkommer av videofilmen være gasstrykkfasen som er betydelig lengre. I formelen kan det virke som om gasstrykk-kompresjon er uteglemt. Etter våre målinger tar det minst 120 ms fra initiering til en ser bevegelse på stuffen. Dette gir under forutsetning av at tidsfasen mellom observert og teoretisk tid er korrekt, gi et tidstillegg på minst 60 %. Vi må opplyse om at det i det viste eksempelet er benyttet sprengstoff med en detonasjonshastighet på ca. 3800 m/sek. for bunnladning, ca. 2800 m/sek for pipeladning og ca. 1800 m/sek. for toppladning. Dette forklarer noe av tidsdifferansen.

Vi har også betraktet hvilket øvre område en bør ligge under for ikke å skape uheldige sideeffekter av en lengre forsinkertid.

- Sprut grunnet manglende dekking av rast foran
- Grøvre fragmentering
- Ugunstig salveprofil

Som vist i et eksempel fra en sprengning med 89 mm borehull, er 300 ms mellom rastene noe over grensen. Som vist i et annet eksempel er 200 ms (for denne bergarten og med riktig ladning) uten problem. Det som er viktig er at det ser ut til at en har rikelig med tid til disposisjon for å oppnå en tilstrekkelig tidsforsinkelse mellom rastene.

Det som også synes klart er at formelen må justeres for forsetning over 2 m. Jeg kunne driste meg til å foreslå følgende :

For forsetning fra 2,5 m til 4 m, økes teoretisk forsinkertid fra 30 ms pr. meter forsetning til 60 ms pr. meter. Dette for sprengstoff med detonasjonshastighet 2500 – 4000 m/s.

For sprengstoff med en detonasjonshastighet over 4000 m pr. sek., og i bergarter med høy hastighet, kan tidsintervallet ligge fra 40 ms/m til 60 ms/m.

Økte forsinkertider mellom rastene medfører at det også er behov for økte forsinkertider i hullene. Dette for å tilfredstille kravet om at salven skal være opptent på overflaten. Dyno Nobel har utviklet en tenner med 1000 ms forsinkelse, som en del av Nonel Unidet, som vil komme i salg.

Til slutt vil jeg poengtere at de oppgitte verdier og observasjoner er foretatt ved Feiring Bruk -Bjønndalen Pukkverk. Stedets bergart og geologiske forhold samt profesjonell boring og nøyaktig boreplan er parametere som har vært avgjørende for de entydige observasjonene.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

PROSJEKT "DIESEL UNDER JORD"

Sjefingeniør Jarle Gausen, Maskinsjef Forretningsområdet Anlegg Selmer Skanska AS

SAMMENDRAG

Arbeidsmiljøet ved underjordsdrift (tunneler og gruver) påvirkes bl.a. av avgasser fra dieselmotorer og NFF's Utviklingskomité har av denne grunn satt i gang prosjekt Diesel under jord for å se på muligheter for å forbedre forholdene innen dette området.
3 arbeidsgrupper og en styringsgruppe har kommet med sine konklusjoner/anbefalinger som i korte trekk går ut på at det er viktig med videre fokus på:

- **Informasjon, holdninger, adferd og motivasjon** som viktige faktorer i arbeidet med å redusere eksponering fra dieselavgasser under jord.
- **Målemetoder** må videreutvikles bl.a. å kunne måle effekten av tiltak når disse iverksettes.
- **Permanent strømforsyning i byggefase** for å gi mulighet for bruk av elektrisk drift i både i drifts- kompletteringsfasen.
- **Utstyr** må velges tilpasset konkrete prosjekter og optimaliseres i forhold til arbeidsmiljøet.

SUMMARY:

The working environment at underground work (tunnels and mines) is affected by exhaust gases from diesel engines and therefore NFF Development committee has started a project called "Diesel Emissions in Tunneling and Mining" to look into the possibilities to improve the conditions within this working area.

Three working groups and one steering committee have released their conclusions and recommodations which in short underline the importance of further focus on the following:

- Information, attitude, behaviour and motivtion are important factors in the work to reduce the exposure of diesel exhaust gases underground.
- Methods for measuring have to be improved to, amongst else, be able to measure the effect when cartain precantions have been taken.

- Permanent electricity supply during the construction phase enhance the possibility to utilize electricity during completion phase.

- Equipment should be chosen suitable for real projects and optimized for the working environment.

INNLEDNING

Bakgrunnen for dette prosjektet er den oppmerksomhet som etterhevert er rettet mot helseskader på grunn av avgasser og i dette tilfelle fra dieselavgass. Spesielt ga rapport "Eksponering av obstruktiv lungesykdom hos anleggsarbeidere" (STAMI-rapport Årgang 1, nr. 1/2000) et klart uttrykk for farene ved innånding av dieselavgass som utgjør et av flere forurensningselementer ved underjordsdrift.

Ovennevnte rapport, som egentlig dekker to prosjekter:
- Kartlegg av eksponering for aerosoler og gasser hos bygg- og anleggsarbeidere og

- Luftveissymptomer og lungefunksjon hos bygg- og anleggarbeidere - en oppfølgingsstudie

  ble gjennomført parallelt i perioden januar 1996 til mai 1999 og er rapportert samlet da resultatene i delprosjektene henger sammen.

(Arbeidsmiljøkartleggingen ble gjennomført av Statens arbeidsmiljøinstitutt og helseundersøkelsene av bedriftshelsetjenesten i Selmer Skanska AS (den gang Selmer ASA)).

For å ta fatt i konklusjonene i ovennevnte STAMI-rapport inviterte Utviklingskomiteen i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk til et bransjemøte i april 2000 med den hensikt å dra i gang prosjektet "Diesel under jord". Formålet var å fastslå status, prioritere områder og organisere et hovedprosjekt innen området "Diesel under jord" med fokus på tekniske løsninger og anbefalinger. Forprosjektet ble startet høsten 2000 og avsluttet sommeren 2001.

PROSJEKTGJENNOMFØRING

Prosjektet har vært organisert med en styringsgruppe og tre arbeidsgrupper som har vært tverrfaglig sammensatt for å få dekket et vidt fagområde med representanter fra Statens vegvesen, Selmer Skanska AS, Byggenæringens Landsforening (BNL), SINTEF, Direktoratet for arbeidstilsynet, SRG og Norsk Petroleumsinstitutt.

I det etterfølgende presenteres de enkelte arbeidsgruppers anbefalinger samt styringsgruppens forslag til tiltak for fremtidig forbedring av arbeidsmiljøet under jord.

Arbeidsgruppe 1: Dieselkvalitet og renseteknikk.

Dieselkvaliteten er avgjørende for både innhold av de forskjellige elementer i avgassene og om renseutstyr kan benyttes eller har effekt. Grovt sett kan diesel deles i 3 grupper med hensyn til svovelinnhold:

- Lavavgift (farget) diesel max svovelinnhold 500 ppm
- Avgiftsbelagt (blank) diesel max svovelinnhold 350 ppm
- Avgiftsbelagt (blank) diesel max svovelinnhold 50 ppm

Ved bruk av diesel med svovelinnhold mindre enn 50 ppm er det mulig å fritt velge renseutstyr (partikkelfilter, katalysator) som påmonteres maskinen for dermed å redusere verdiene på enkelte elementer i avgasser.

Gruppen anbefaler: Beste dieselkvalitet må velges og bransjen må arbeide for et felles refusjonssystem for autodieselavgiften.

Dieselforbruk varierer sterkt etter type prosjekt.

Avgjørende faktorer er:

- Stigningsforhold
- Valg av laster/transportutstyr
- Transportlengde
- Veibanens rullemotstand

Gruppen anbefaler: Grundig vurdering i valg av utstyr tilpasset det konkrete prosjektet er viktig for å innvirke på dieselforbruket.

Renseteknikk

Utstyr for å rense avgasser fra dieselmotorer i underjordsdrift er i dag hovedsakelig påmontert. Det kan være partikkelfilter, katalysator eller en kombinasjon av disse også med styrt omløp av avgass.

Katalysator og til dels partikkelfilter er temperaturavhengig for å kunne fungere effektivt. Enkelt fabrikat har også krav til svovelinnhold i dieselen.

Renseutstyret bør primært redusere andel NO_2 og partikler fra avgassen og gruppen har kommet frem til at DNO_x-systemet med integrert CRT (katalysator og partikkelfilter) har kommet lengst i utviklingen.

ERG-systemet har samme reduksjonseffekt, men er pr.d.d. bare tilpasset noen få motortyper.

Gruppen anbefaler: Renseutstyr må velges ut fra arbeidsforhold, primære oppgaver, driftsforhold og bruksmønster. Dieselforbruk, alder og tilstand på maskinen må i tillegg vurderes.

Arbeidsgruppe 2: **Alternative drivstoff og motorer.**
Arbeidsgruppen har konsentrert arbeidet rundt problemstillinger i forbindelse med nyutvikling av maskiner og motorer, nye energikilder og tilpasninger av eksisterende utstyr for bruk ved underjordsdrift.

I denne forbindelse er gassdrevne motorer vurdert selv om lovverket pr. d.d. gir begrensninger i bruken. Det finnes ikke tilstrekkelige data til å kunne fastslå om gassdrevne anleggskjøretøy gir den ønskede miljøeffekten, men gruppen mener likevel at det er grunnlag for en utvidet studie av hvilken positive effekter gassdrift vil ha.

Trolleydrift anser gruppen for risikofylt og batteridrift mener man heller ikke er egnet ved uttransport.

Det gruppen har festet seg ved er bruk av transportbånd for uttransport og at en bør gjennomføre et fullskalaforsøk der permanent strømforsyning legges i drivefasen for å kunne benytte elektrisk drevne maskiner tilpasset underjordsdrift.

Gruppen anbefaler: Videreutvikle bruk av transportbånd i konvensjonelt drevne tunneler og bruk av elektrisk drevne maskiner forsynt fra permanent strømforsyning.

Arbeidsgruppe 3: **Dokumentasjon og målemetoder.**
Det har vært arbeidet med å finne eksponeringsindikator(er) som er enkle å måle med hensiktsmessige metoder. Som mulige indikatorer for kreftfare p.g.a. dieselavgass er bl.a. vurdert polysykliske hydrokarboner (PAH), hydrokarboner (HC), karbonmonoksid, karbondioksid, nitrogenoksider, svoveloksider og partikler.
Med dagens driftsrutiner og kjøremønster for dieselmaskiner synes det vanskelig å peke på en generell eksponeringsindikator.
Målinger av nevnte indikatorer byr på problemer knyttet til ufullstendig og sprikende dokumentasjon samt mangel på pålitelige direktevisende instrumenter.

Erfaringen tilsier at før mer egnet og nøyaktig prøvetakingsutstyr kommer på markedet er måling av NO2 og CO som indikatorer for luftkvalitet fortsatt å foretrekke.

Når det gjelder måleinstrumenter for partikler fra dieselmotorer eksisterer ingen praktiske feltinstrumenter så langt det er registrert.

Gruppens konklusjoner:

- Det er viktig med riktig måleutstyr og riktig bruk for å trekke de riktige konklusjoner.
- Dagens bærbare elektrokjemiske måleinstrumenter gir bare et anslag om konsentrasjonsnivåer.
- Det må arbeides videre med egnet måleutstyr, målemetoder og analysemetoder for både gass (NO_2) og partikler.
- Leverandørene av måleinstrumenter for arbeidsatmosfæren bør gi bedre informasjon om bruksbetingelsene.

STYRINGSGRUPPENS KONKLUSJON:

- **Dieselkvalitet**
  Beste kvalitet med lavest svovelinnhold må velges. Dette kan gjøres gjennom:
  - **Bransjen** selv går innfor bruk av lavsvoveldiesel.
  - **Avgifter** refunderes for å stimulere til bruk av lavsvoveldiesel.
  - **Arbeidstilsynet** ved å innføre krav om max svovelinnhold på 50 ppm på diesel som brukes under jord gjennom krav i Bergarbeidsforskriften.
  - **Byggherren** gjennom oppfølging av Byggherreforskriften med krav til lavsvoveldiesel på alle underjordsprosjekter.
- **Partikkelfilter**
  Krav bør innføres om bruk av partikkelfilter på maskiner i bruk under jord gjennom Bergarbeidforskriften.

De konklusjoner og anbefalinger som arbeidsgruppen og styringsgruppen her har kommet med vil bli videreført i et Hovedprosjekt Diesel under jord som forhåpentligvis vil være i gang ved årsskiftet 2001/2002.
Det fremtidige hovedprosjekt bør organiseres på samme måte som forprosjektet, men det er ønskelig med deltagelse fra byggherresiden og fra arbeidstakerorganisasjoner i tillegg til at flere store entreprenører som er aktører på underjordssiden bør bli med.

Sentrale temaer for hovedprosjektet vil være:

- Informasjon på alle nivå: Utførende byggherrer, leverandører, tilsynsmyndigheter.
- Press på byggherrer for gjennomføring av nevnte tiltak.
- Renseteknikk. Utprøving og testing av forskjellige typer partikkelfilter.
- Målemetoder og prosedyrer for gass og partikler i arbeidsatmosfæren.
- Permanent strømforsyning i anleggsfasen.
- Bruk av transportbånd i konvensjonelt drevne tunneler.

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

"DISPUTE REVIEW BOARD" - NOE OGSÅ FOR NORSKE FORHOLD?

Dispute Review Board, - something for Norwegian projects?

Prosessor, dr.ing. Einar Broch, Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTNU, Trondheim

SAMMENDRAG

En "Dispute Review Board (DRB) består vanligvis av tre personer. Den etableres før anleggsarbeidet påbegynnes og møtes tre - fire ganger per år på anleggsplassen. Hensikten er å finne løsning på kontraktsmessige problemer som måtte oppstå for å forhindre at de blir brakt inn for rettsvesenet. Tvistesaker behandles av DRB som etter gjennomgang av relevante dokumenter og en høring sammen med partene, utformer anbefalinger eller rekommandasjoner. Disse er ikke juridisk bindende. Artikkelen beskriver utviklingen av DRB i internasjonal sammenheng, forklarer hvordan den arbeider og gir eksempler på rekommandasjoner. Det konkluderes med at for større kontrakter kan det være hensiktsmessig å etablere DRB også her ilandet.

SUMMARY

A Dispute Review Board (DRB) consists normally of three persons. It is established prior to construction work and meets three - four times per year at the construction site. The intention is to find solutions to contractual problems and to avoid that they are brought to arbitration. Claims are presented in writing and followed up by an oral hearing with the Parties. Based on this the DRB presents recommendations which may be accepted or not by the Parties. The paper describes the development of DRB in an international context, explains how it works and gives examples of recommendations. It concludes that for contruction contracts of a certain magnitude the use of DRB may be useful also in Norway.

INNLEDNING

For den som har hatt anledning til å følge anleggsindustrien siden den første Fjellsprengningskonferansen ble arrangert i 1963, har det ikke vært vanskelig å registrere betydelige endringer av teknisk karakter. Like store endringer, om ikke større, har det også vært av organisatorisk og kontraktsmessig karakter i vår bransje. De mange små og middels store entreprenørene ble i løpet av kort tid til et par-tre store entreprenører. Lignende sammenslåinger skjedde også både på byggherre-siden og i konsulent-bransjen.

Kravene til planlegging og dokumentasjon har økt dramatisk. Kontraktene har derfor blitt stadig mer omfattende, og kravene til ferdigstillelsedatoer er skjerpet betydelig. Tid er penger. Anleggsbransjen har dessuten i løpet av de siste 10 - 15 år i stor grad

flyttet fra høyfjellet hvor det ble bygget kraftverk i stor stil, og inn til byene hvor det nå bygges trafikk-tunneler og vannforsynings- og kloakk-anlegg.

Hadde noen for 15 år satt opp en liste over anleggstvister som hadde endt opp i rettssalen, så hadde den blitt meget kort. I dag ser vi dessverre at et økende antall anleggstvister ender i rettssalen også her i landet. Selv om vi i et internasjonalt perspektiv fremdeles må kunne sies å være flinke til å unngå slike situasjoner, kan det likevel være naturlig å stille spørsmålet om hva vi kan gjøre for å unngå at jussen skal bli et stadig viktigere element også i vår bransje. I dette foredraget skal jeg orientere om en mulig vei å gå, nemlig å ta i bruk det som på engelsk heter en "Dispute Review Board", - forkortet til DRB. Dette er altså en gruppe eller komite (board) som skal gjennomgå (review) tvister (disputes). Slike DRB-er tas nå i økende grad i bruk på internasjonale kontrakter. Det er derfor naturlig å reise spørsmålet om det er noe også vi bør ta i bruk her i landet.

HVA ER EN "DISPUTE REVIEW BOARD"?

En DRB er en gruppe på tre erfarne, respekterte og upartiske personer. En person er foreslått av byggherren , (the Client), og en av entreprenøren, (the Contractor). Den tredje personen, som vanligvis fungerer som formann i gruppen, foreslås av de to foreslåtte kandidater i fellesskap. Det er viktig at begge parter, byggherre og entreprenør, godkjenner alle de tre foreslåtte personer. (For mindre prosjekt finnes det også to-personers og sågar en-persons DRB.) DRB skal etableres før anleggsarbeidet påbegynnes, og bør møtes jevnlig, tre - fire ganger per år, på anleggsplassen under selve byggefasen for til enhver tid å være oppdatert på fremdriften og utviklingen av forholdet mellom partene.

Den klare hensikt med å inkludere en DRB som en del av en byggekontrakt er å løse de kontraktsmessige problemer som måtte oppstå under gjennomføringen av prosjektet for derved å forhindre at de blir brakt inn for rettsvesenet. All erfaring, ikke minst i USA hvor DRB ble "oppfunnet", viser nemlig at det er meget tidkrevende og ikke minst meget kostnadskrevende å få frem de gode avgjørelser når en tvist først er blitt brakt inn for rettsvesenet. Gode juridiske avgjørelser vil dessuten ikke alltid være ensbetydende med gode teknisk/økonomiske løsninger. Det er også en almen erfaring at jo tidligere i en prosess en potensiell konflikt kan tas opp til vurdering og behandling, desto større er sjansen for en rimelig og omforenet løsning, - og desto større er mulighetene for at partene kan legge konflikten bak seg uten at det påvirker det fremtidige forhold dem i mellom. Nettopp dette gjør DRB`s jevnlige besøk til arbeidsplassen så viktig.

UTVIKLINGEN AV DRB

Den første referanseliste og brukerveiledning om DRB ble publisert i 1989 av American Society of Civil Engineers (ASCE). Den hadde tittelen " Avoiding and Resisting Disputes in Underground Construction". Da hadde Dispute Review Boards vært brukt på 20 - 25 tunnel kontrakter i USA. Første gang var på den velkjente Eisenhower Memorial Tunnel i Colorado i 1975. Her hadde drivingen av det første

løpet av denne tunnelen vært en økonomisk og kontraktsmessig katastrofe, og DRB ble introdusert for kontrakten på det andre løpet for å forhindre en gjentakelse.

En grunn til at det nettopp var i USA at DRB oppstod, er kanskje at USA er det land i verden som har den høyeste tetthet av advokater. Og anleggskontrakter, særlig knyttet til underjordsarbeider, hadde en økende tendens til i bli viktig "advokat-mat". Noe måtte gjøres for at anleggsproblemer i større grad kunne bli løst anleggsfolk i mellom. For øvrig utga ASCE en revidert utgave av sin brukerveiledning allerede to år senere, i 1991. Da også med revidert tittel. Nå het det: "Avoiding and Resolving Disputes During Construction". Ordet "Underground " var blitt borte, noe som viser at DRB var i ferd med å bli tatt i bruk også utenfor underjords-bransjen.

For fem år siden etablerte en gruppe i USA som hadde erfaring fra arbeid i DRB en organisasjon kalt "The Dispute Review Board Forum", - DRBF. Organisasjonen har i dag ca. 350 personlige medlemmer og ca. 100 firma- og støttemedlemmer. Langt de fleste av disse er fra USA, men det er også medlemmer fra 30 andre land med alle verdensdeler representert. I juni i år arrangerte organisasjonen for første gang et møte utenfor USA, nemlig i London. I USA arrangerer DRBF årlige møter og også opplæringskurs eller "workshops" for interesserte og potensielle medlemmer. Den utgir sitt lille magasin "Forum" kvartalsvis og finnes på internet-adressen: www.drb.org.

DRBF's "founding fathers" utga i 1995 en oversiktlig bok med tittelen "Construction Dispute Review Board Manual". Boken beskrives på følgende måte: *An essential reference for all construction professionals, this book shows you how to use DRBs to solve construction disputes on the job, avoid claims, and thereby reduce project costs.*

Ifølge DRBF har antall kontrakter hvor DRB brukes økt med 19 % fra 1999 til 2000 mens økningen i de tre foregående hadde vært 10 - 15 %. I år 2000 ble 272 anleggskontrakter med DRB inngått . mens tallet det foregående år var 229. Ved utgangen av år 2000 hadde 673 anlegg benyttet DRB Samlet verdi på alle disse kontraktene er beregnet til 65 milliarder USD. 859 rekommandasjoner var avgitt. Kun 26 av disse var blitt brakt videre til rettsvesenet. I USA er det en klart økende tendens til at DRB tas i bruk utenfor tunnel - og underjordbransjen, særlig gjelder dette store vegprosjekt, men også i den rene byggebransjen, - Rogers (2001)

Utenfor USA er DRB særlig benyttet på vannkraftverk, bl.a. i Honduras, Pakistan, Lesotho, India, China og Uganda. På et av de kinesiske krafverksanleggene, Xiaolangdi Multipurpose Dam Project som jeg omtalte på Fjellsprengningskonferansen i 1999, fikk jeg se noe av DRBs arbeide fra utsiden, mens jeg for et kraftverk i Uganda, Owens Falls Extension, selv har fått være med i en DRB og slik sett lært fra innsiden. Begge disse anleggene er delfinansierte av Verdensbanken. Det synes nå å være vanlig at Verdensbanken og de andre store utviklingsbankene forlanger at det skal etableres DRB på prosjekt av en viss størrelse hvor de er involvert.

HVORDAN ARBEIDER EN DRB?

Redaktøren av *Dispute Review Board Foundation Forum*, L.R. Rogers (2001) sier i en artikkel at nøkkelen til suksess er å unngå konflikter. Jo tidligere man kan identifisere og reagere på mulige konflikter, desto større er andelen vellykkede løsninger og desto mindre er kostnadene. Den virkelige hemmelighet er altså å oppdage de potensielle konflikter før de blir tvistesaker. Det er derfor viktig at DRB er med fra første stund, d.v.s. fra det øyeblikk kontakten etableres. Beskrivelse av DRB`s rolle og arbeidsrutiner er da en del av kontrakten, og DRB-medlemmene får tildelt hver sin kopi av hele kontrakten.

I hele anleggsperioden besøker DRB anleggsstedet ca. hver 3 - 4 måned, noe avhengig av hvor høy aktiviteten til enhver tid er. Foruten å besiktige selve anlegget, har DRB samtaler med partene, d.v.s. byggherren og entreprenøren hver for seg og med partene i fellesskap. På internasjonale prosjekt som er basert på såkalt FIDIC kontrakt er det også en tredje part inn i bildet, nemlig "the Engineer". Hans rolle ligner konsulentens har her i landet. Han skal i prinsippet ha en nøytral rolle i prosjektet. DRB vil også ha separate samtaler med "the Engineer". Både de separate samtalene og felles samtalene er av uformell karakter. Det er viktig at DRB påvirker partene til å være så åpne som mulig i disse samtalene slik at situasjoner som kan utvikle seg til konflikter kan bli oppdaget så tidlig som mulig. I samtalenes løp kan man da forhåpentlig finner frem til omforente løsninger på praktiske problemer. Et slikt anleggsbesøk vil ta 1 - 3 dager.

Dersom man ikke lykkes i å finne frem til omforente løsninger, eller på annen måte hindre utviklingen av en tvistesak, vil en mer formalisert prosess bli satt i gang. Det vanligste er selvsagt at det er entreprenøren som fremmer et krav (claim) overfor byggherren, men det er selvsagt ingenting i veien for at kravet kan gå andre veien. DRB informeres om at krav er fremsatt, og man blir enige om et tidspunkt for såkalt høring (hearing), - normalt innen ca. en måned etter at DRB er antatt å ha mottatt dokumentene.

Entreprenøren utformer sitt krav med henvisning til de relevante paragrafer i kontrakt og kontraktgrunnlag, for eksempel de såkalte *FIDIC Conditions of Contract (International) for Works of Civil Engineering Construction.* En grundig dokumentasjon av kravet legges ved. Dette kan være alt fra noen få sider til flere ringpermer fulle av dokument-kopier. Kravet oversendes byggherren som i tilfelle det er en FIDIC kontrakt, først ber om "the Engineer"`s vurdering og anbefaling. Dette kan det også fort bli en del sider av. Hvis nå ikke byggherren aksepterer det fremsatt krav og ikke lykkes i å forhandle seg frem til en omforenet løsning med entreprenøren, sendes sakens dokumenter, inklusiv byggherrens vurdering av forholdene, til DRB.

Før høringen har altså DRBs medlemmer hatt to-tre uker til rådighet for å sette seg inn i alle dokumenter. Selve høringen, som normalt skjer på anleggsstedet og som ledes av DRB-formannen, gjennomføres etter en kontraktsmessig omforenet prosedyre. Klageren, som regel entreprenøren, begrunner muntlig i rimelig korthet sitt krav. DRB-medlemmene stiller så spørsmål for å forsikre seg om at de har fått et klart bilde av situasjonen slik som entreprenøren vurderer den. Tilsvarende prosedyre gjennomføres for "the Engineer" og for byggherren. Etter disse presentasjonene kan de andre parter få stille spørsmål og komme med oppklarende kommentarer. Det er

viktig at ingen av DRB-medlemmene i løpet av høringsprosedyren uttrykker noen personlig mening om saksforhold.

Etter at alle parter er hørt, sitter gjerne DRB i enerom for å diskutere situasjonen og for å utforme eventuelle supplerende spørsmål til en eller flere av partene. I en siste felles-samling stilles disse spørsmålene. De vil enten bli besvart der og da, eller man blir enige om en frist for innlevering av et skriftlig svar. Med dette er behandlingen av det fremsatte krav avsluttet. Som oftest foreligger det flere krav til behandling, og prosessen settes i gang igjen for neste krav. I den DRB som jeg har deltatt i for et vannkraftprosjekt i Uganda, behandlet vi normalt tre til seks krav per høring. En slik høring tok to til tre dager.

Etter at høringen er avsluttet, har DRB en avtalt tid på seg, for eksempel 28 dager, til å utforme sine anbefalinger (recommendations).

DRB`s REKOMMANDASJONER

Det er helt essensielt å være klar over at det en DRB ikke avsier en dom i saken. DRB presenterer anbefalinger til partene om hvordan tvisten bør løses, såkalte rekommandasjoner. Hver enkelt av partene står ifølge kontrakten helt fritt til ikke å akseptere de fremsatte rekommandasjoner og dermed bringe saken opp for en voldgifts-domstol (arbitration).

Når en DRB skal utarbeide sine rekommandasjoner er det svært mye om å gjøre at man kan komme frem til et enstemmig resultat. Det er i prinsippet anledning for et medlem til å dissentere og skriftlig presentere sitt divergerende syn, men det er klart at dette svekker rekommandasjonen spesielt og hele DRB systemet generelt. Det er da også svært sjelden at det forekommer. Min erfaring er at selv om medlemmene er oppnevnt av ulike parter, tas det ikke partshensyn i de diskusjoner og overveininger som forgår i gruppen. Man tilstreber å være upartisk for å finne frem til rekommandasjoner som både er kontraktsmessig rimelige og som det er grunn til å tro at begge parter vil akseptere.

De skriftlige dokument som den DRB som jeg har deltatt i har utarbeidet, har for hvert enkelt krav (claim) startet med et resyme av det fremsatte krav etterfulgt av en kort beskrivelse av bakgrunnen for kravet. Deretter fulgte DRB`s analyse av forholdene og til slutt DRB`s rekommandasjon. Alt i alt kunne det for de enkelte krav dreie seg om fra mindre enn to tekstsider og opp til fire-fem sider. Vi la vekt på å være så korte og konsise som mulig i vår skriftlige fremstilling. Jeg har sett andre DRB som har vært betydelig mer omfangsrike i sine utredninger. Faren med å gå for langt og for dypt i sine ulike vurderinger og analyser er selvsagt at det kan oppstå uklarheter og misforståelser som igjen kan avføde tvister. Jeg har selv i egenskap av medlem av et "Panel of Experts" vært med å opponere mot en slik omfangsrik DRB-analyse som vi mente hadde mistolket en rapport vi hadde skrevet.

En DRB rekommandasjon er altså ingen dom, og den bør derfor utformes på en annen måte enn for eksempel en voldgiftsdom. I våre analyser som førte frem til den konklusjon som rekommandasjonen er, la vi stor vekt på å vurdere de fremsatte påstander opp mot kontrakten og det grunnlag kontrakten var basert på, - i vårt tilfelle

FIDIC. Svært mange tvister oppstår nettopp fordi partene tolker kontraktsgrunnlaget ulikt. Særlig gjelder dette begrepet "changed ground conditions",- altså: er de virkelige grunnforhold slik som beskrevet eller er de annerledes ? Alle i anleggsbransjen vil skjønne at det kan gi grunnlag for mye diskusjon.

Mange av våre rekommandasjoner ble utformet som anvisninger til hvordan partene i fellesskap kunne arbeide seg frem til en løsning. Det ville som regel si hvilke regler eller systemer som burde brukes for å regne seg frem til et beløp eller et antall tilleggsdager. Bare i få tilfeller anga vi beløp direkte.

EKSEMPLER PÅ SAKER BEHANDLET AV EN DRB

I boken "Construction Dispute Review Board Manual", Matyas et al. (1995) presenteres det 11 utvalgte eksempler på saker som har vært behandlet av DRB. Alle er fra USA.

I det etterfølgende vil jeg nevne noen saker som ble brakt frem for den DRB for kraftverket Owen Falls Extension i Uganda som jeg er medlem av. Prosessen er enda ikke avsluttet, så jeg kan derfor ikke gå i detalj. Et spesielt forhold ved denne kontrakten var at entreprenøren overtok etter en tidligere entreprenør som var kastet ut etter å ha utført ca 20% av arbeidet og påført anlegget betydelige forsinkelser. Den nye entreprenør måtte overta mye av utstyret, og ettersom dette stort sett var kinesisk, var ikke kvaliteten alltid på topp. En annen kompliserende faktor var at straks etter oppstart av den nye kontrakten inntraff et intenst og langvarig regn. Dette førte til sammenbrudd av veier både i Uganda og Kenya slik at det var vanskelig å få varer og utstyr opp fra kysten. De første "Claims" som er listet opp nedenfor bærer preg av dette:

1. Exceptional Rainfall
1A Exceptional Rainfall - corrected calculation of extension of time and consequent additional costs

2. Delay in Overland Transport
2A. Delay in Overland Transport - Aggregate Structures
2A. Delay in overland transport of aggregate plant conveyor belt structures and lack of aggregate - updated to May 14th 1998

3. Hidden deficiencies in the Employer Supplied Construction Equipment and Plant.

4. Illegal Strike and Riot.

5. Senior staff, police station and construction camp housing. Disruption of construction of camps due to rainfall, increases, modifications, repairs, delays and decisions affecting the progress of the Works.

6. Unprocessed Rock Stockpile - Difference in Quantities. Contamination of the unprocessed rock stockpiles with clay and laterite.

7. Increase in Cement costs.

8. Additional costs arising from impact to Contractor's operation due to delay, disruption and constructive acceleration.

9. Late payment of the Advance Payment.

10. Hardness of Masese Quarry Rock.

11. Additional cost of Admixtures.

12. Construction Camp Lagoon Works.

13. Illegal strike and disorder by work force, August 19 to 24, 1999

14. Reimbursement of additional cost borne by the Contractor and award of EOT

15. Additional EOT requested on the basis of EOT awarded for Claim No. 1.

ER DRB NOE FOR NORSKE FORHOLD?

Som nevnt i Innledningen har antall anleggstvister som har havnet i rettssalen også her i landet økt betraktelig i løpet av de senere år. Det er derfor etter min mening høyst berettiget av programkomiteen for Fjellsprengningskonferansen å reise spørsmålet om DRB er noe for norske forhold.

Kompleksiteten og størrelsen av noen av våre nyere tunnel- og underjordsanlegg har ført til at vi har sett eksempler på etableringen av frittstående rådgiver-grupper som har bistått byggherren under byggefasen, bl.a. ved Oslofjord-tunnelen og ved Frøya-tunnelen. Ved Romeriksporten ble slike grupper først brakt inn etter at forholdene mellom partene langt på vei hadde låst seg. Slike frittstående rådgiver-grupper, eller "Panel of Experts" som de ofte kalles på internasjonale prosjekt, tror jeg bestemt har noe for seg. Jeg er ikke i tvil om at byggherren, dersom han setter sammen disse og bruker dem på rette måte, får god valuta for pengene. Dette er derfor en viktig og riktig ny trend i bransjen vår. Så vidt jeg har forstått, har imidlertid disse gruppenes arbeide hittil vært begrenset til teknisk rådgiving.

Hva så med "konfliktløsningsgrupper" eller Dispute Review Boards på norske anlegg? Hvorfor kan det være riktig og viktig? Som tidligere nevnt kan den viktigste effekten av å inkludere en DRB i kontrakten være at dens blotte tilstedeværelse forhindrer tvister. Jevnlige besøk på anleggsplassen og god og tillitsfull kontakt med partene er her viktige stikkord. Som vi alle vet vil omgangstonen mellom kolleger ute på en anleggsplass være adskillig mer uformell enn i et rettslokale eller i et møterom for den saks skyld. Dette gjør det lettere i en tidlig fase på en uformell måte å finne løsninger på gryende konflikter.

Like viktig som dette, er det imidlertid at når konflikten først har oppstått og søksmål er fremmet, så må det finnes en omforenet og detaljert prosedyre for hvordan behandlingen skal foregå. Det er avgjørende viktig at partene føler seg trygge på at saken behandles på en korrekt måte. Eksempler på slike prosedyrer eller regelverk er beskrevet i den tidligere omtalte "Construction Dispute Review Board Manual". For vårt arbeide i Uganda laget vi en tilleggsprosedyre for gjennomføring av selve

høringen som begge partene godkjente. Den har vist seg å være grei å ha på de ni høringene som vi har gjennomført. Vi har fulgt den til punkt og prikke, noe som åpenbart har ført til at partene har følt seg trygge i den viktige hørings-prosessen.

Det diskuteres stadig nye kontraktsformer for større prosjekt både internasjonalt og på det hjemlige marked. Her i landet har vi hatt og har vel fremdeles kontrakter som skiller seg en del fra de kontraktstyper man ofte finner rundt om i verden. Skal vi ta i bruk en norsk variant av DRB, er det derfor ikke bare å oversette det foreliggende regelverk slik det finnes i den omtalte "Manual". Det kan i verste fall bære galt av sted. En bearbeiding og tilpassing må nok til, uten at det skulle være noen uoverkommelig oppgave.

Det er fristende å avslutte med å si at dette kunne eller burde være en naturlig oppgave for en NFF - oppnevnt komite. Dermed kunne vår viktigste faglige forening for underjordsarbeider påvirke utviklingen på dette feltet. Bruk av DRB på innenlandske anlegg vil også ha en opplærende effekt som kan være nyttig for de av våre kolleger som blir involvert i internasjonale prosjekt.

REFERANSER

Rogers, L.R.(2001): *Use of Dispute Review Boards growing.* Tunnel Business Magazine, June 2001, pp 32-33.

Matyas, R.M., Mathews,A.A., Smith, R.J. and Sperry, P.E. (1995): *"Construction Dispute Review Board Manual"*, McGraw-Hill, New York, 173 p.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

DE NYE JERNBANETUNNELLENE GJENNOM ALPENE - ST.GOTTHARD OG LÖTSCHBERG BASISTUNNELLER

Sprengningstekniske løsninger og leveringssystemer

Sjefingeniør Arve Fauske, Dyno Nobel

SAMMENDRAG

Etter lange forberedelser er det under bygging nye St.Gotthard og Lötschberg jernbane-tunneller i Sveits. Tunnellene er planlagt å avlaste veinettet for såvel tungtransport som persontrafikk mellom Nord-og Syd Europa. Begge tunnelsystemene vil bli bygget som 2 parallelle enkeltsportunneller og planlagt for gjennomkjøring med flerbruks-høyhastighetstog. Det er dannet 6-7 store konsortier av entreprenører hovedsakelig fra Sentral-Europa som konkurrerer om de største entreprisene.
Store deler av tunnelprosjektene kommer til å drives med konvensjonell boring og sprenging. Introduksjonen av nye datastyrte borerigger og annet avansert utstyr for tunneldrift de siste tiår har gitt økt lønnsomhet og konkurransedyktig. Sammen med bruk av nye tennsystemer og pumpbare systemer for emulsjonssprengstoffer, har man tatt nok et steg i effektiviseringsprosessen i tunnelsprengning. Erfaringer fra Sveits har vist en generell økning i inndriftshatighet på omlag 30%.
Dyno Nobel's emulsjonssprengstoff SSE-systemets bidrag til denne utviklingen er foruten høy sikkerhet og positive miljøeffekter, raskere lading med mindre personell.

SUMMARY

The new St.Gotthard and Lötschberg railroad tunnels in Switzerland are now under construction after years of thorough preparation. The tunnel systems are planned to ease the load on the road net for heavy commercial traffic as well normal automobile flow between Northern and Southern Europe. Both tunnel systems are designed with two parallel tubes for single tracks running multi-purpose high speed trains.
Contractors, predominately from Central-Europe, formed six-to-seven large syndicates that competed on the largest contracts. The majority of the tunnel systems will be constructed using conventional drilling and blasting. Introduction of the new computerized drilling jumbos along with new advanced construction equipment the last decade have increased both competiviness and profitability.
Along with the introduction new initiation systems and the pumpable emulsion explosives, another step has been taken in the increased efficiency of tunnel blasting. Experience from Switzerland has shown an average increase of total capacity of approximately 30%.
Dyno Nobel's emulsion explosive, the SSE-system, has contributed to this development by increasing the level of safety and environmentally friendly results as well as allowing faster and more efficient charging operations at the tunnel face requiring less personnel.

INNLEDNING

De sveitsiske Alper representerer en kolossal geografisk barriere for handel og samkvem mellom de nordre og søndre statene i den europeiske union (EU). Dagens vei- og jernbanenett er konsentrert i smale alpine daler, foreldede tunneller og fjellpass. Den sveitsiske infrastruktur er blitt sterkt overbelastet og bekymringsfull for befolkningen. I løpet av de siste 30 år har veitrafikken økt med 1100%, mens jernbanetrafikken har økt 37%. Etter lange forstudier og folkeavstemninger ble det besluttet å bygge nye St.Gotthard og Lötschberg basistunneller som ville avlaste veinettet og forbedre miljøet. Prosjektet kalles NEAT (Neue Eisenbahn Alpen Transversalen).

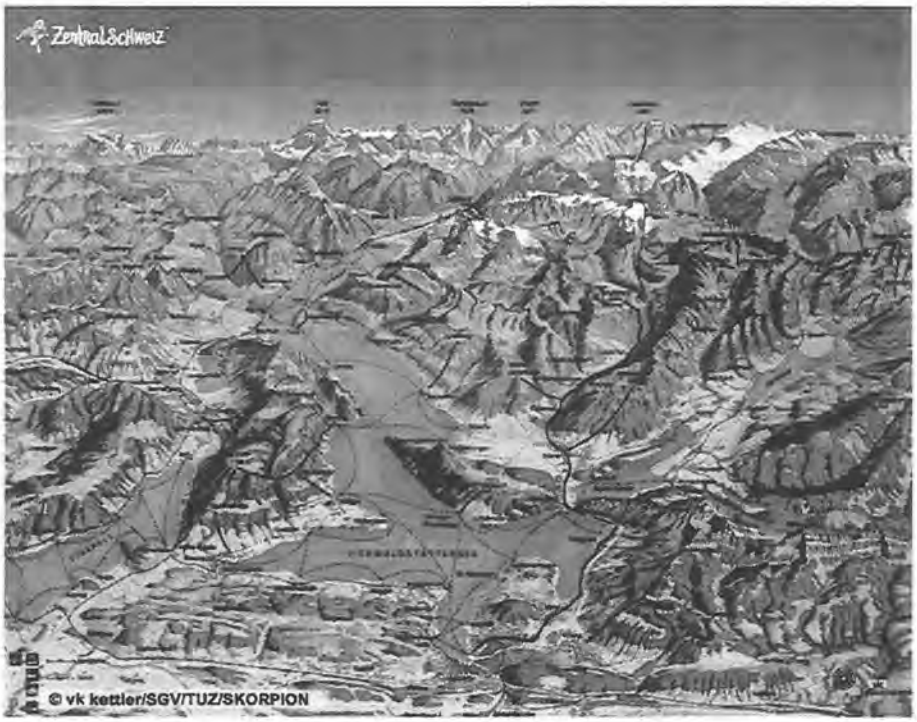


Fig.1 Topografisk kart over sentral-Sveits. Vierwaldstättersee og Gotthard-massivet i bakgrunnen.

Målet er å overføre tungtransporten fra veinettet til jernbanenettet, bli konkurransedyktig med flytransport for såvel personell som gods. Ved å bygge de nye tunnellene ca. 600 meter lavere i fjellmassivet ville man kunne redusere energiforbruket og øke farten ved gjennomkjøringen i tunnellene ved hjelp av høyhastighetstog (opptil 250 km/t). Reisetiden mellom Zürich-Milano vil derved bli redusert med en og en halv time, fra 3 timer og 40 min til, 2 timer og 10 min.

Sveits er allerede idag europamester i godstransport. Med bilaterale handelsavtaler med EU og en forventet fordobling av person-og godstrafikken, vil sveitserne kunne gjøre en lukrativ investering. Totalt representerer investeringen i det nye jernbanenettet i Sveits ca. 180 milliarder norske kroner. St. Gotthard og Lötschberg basistunneller vil bli verdens lengste, henholdsvis 57 km og 36 km lange. Begge prosjekter bygges som 2 enkeltsporstunneller for å ivareta størst mulig sikkerhet.

Konvensjonell sprengning

Dels av hensyn til vanskelige bergforhold (squeezing rock) vil store deler av prosjektene bli drevet med konvensjonell sprengning. For Lötschberg-tunnellenes del vil ca. 2/3 av tunnellene bli sprengt konvensjonelt, mens 1/4 av St. Gotthard-tunnellene vil bli drevet med boring og sprengning. Det har skjedd en rask utvikling av konvensjonell boring og sprengning de siste år. Totalt sett representerer nyutvikling innenfor fjellteknologien de siste 10 år en kapasitetsøkning på omlag 30%.
Det er introdusert computerstyrte borerigger, hel-og halvdata borerigger som borer raskere og med større presisjon. Det er utviklet rasjonelle ladesystemer med pumpbare emulsjonssprengstoffer, kalt SSE-systemet. Systemet er som skreddersydd for tunneldriving på flere måter. Det har en høy sikkerhet, god fragmenteringsenergi, god vannbestandighet og kort ladetid. Dessuten gir det et bedre arbeidsmiljø gjennom utvikling av mindre røyk og giftige sprenggasser. SSE-systemet har sammen med Nonel-systemet for tunneldrift i høy grad bidratt til en effektivisering av tunneldrivingen. I de nye St.Gotthard-og Lötschbergtunnellene fikk Dyno Nobel's sprengningstekniske løsninger og leveringssystemer raskt innpass og anvendelse i de forskjellige delprosjekter.

HISTORIKK



Fig.2 Situasjonen på stuff i St.Gotthard-tunnellen i 1870-årene.

Neste år er det 120 år siden den gamle St.Gotthard-tunnellen ble ferdigstilt etter 10 års drift fra 1872-1882. Åpningen av den 15 km lange jernbanetunnellen fikk en gigantisk betydning for handelssamkvemet i datidens Nord- og Syd Europa. Det går fortsatt mer enn 200 tog i døgnet i begge retninger. Ved åpningen av tunnellen ble reisetiden mellom Luzern og Milano redusert fra 27,5 til 5 timer. St. Gotthard-prosjektet ble den gang betraktet som et pionerprosjekt hva angår bruk av moderne bergteknologi.
Pneumatisk boreutstyr og dynamitt i patroner ble introdusert i tunneldriving. Alfred Nobel's dynamitt hadde en sprengkraft som 3-5 ganger oversteg svartkruttets. Mekanisert boring og det nye patronerte sprengstoffet ble vurdert som store teknisk fremskritt.

Tunnelprosjekt av denne karakter ble ansett som svært risikable både teknisk og økonomisk. Generalentreprenøren utvalgt til prosjektet, italieneren Louis Favre, var den eneste entreprenør som kunne legge garantisummen for kontrakten på bordet, dvs. 8 millioner franc. Men etter bare 3 år var kostnadsrammene brutt, pengene brukt opp og arbeidene ble avbrutt. Etter at de økonomiske sidene ble løst ble arbeidene gjenopptatt. Favre reddet skinnet i første omgang, men byggherren la stadig større press på ham.

Tunneldriverne ble utsatt for ekstremt store påkjenninger. Temperaturen på stuff kunne komme opp i 45 °C. De støtte på soner hvor fjellet kollapset innover (squeezing rock), karst og store vannansamlinger ble en stor utfordring som krevde mange menneskeliv i løpet av anleggsperioden. I 1879 ble Favre rammet av hjerteslag mens han dirigerte arbeidet inne i tunnellen med vannet opp til midjen. Louis Favre og hans etterlevende slekt ble ruinert av de erstatningskrav konsortiet senere stilte.

Alfred Nobel som allerede hadde etablert sprengstoffproduksjon i flere land i Europa fant markedet i Sveits meget interessant, og så for seg store fortjenester. I samarbeid med sin franske kompanjong etablerte han en dynamittfabrikk ved Isleten, i kantonen Uri. Produksjonen kom igang i løpet av 1873 og St.Gotthard-tunnellen ble den store avtageren. Det ble levert ca. 1000 tonn dynamitt i løpet av den 7 år lange byggetiden.

DAGENS SPRENGSTOFFER OG LEVERINGSSYSTEM

Bruk av patronerte sprengstoffer er forsatt et alternativ for tunnelsprengning i mange land. Riktignok noe modifisert sammenlignet med Alfred Nobel's opprinnelige produkter. Men i dag anvendes hovedsakelig en ny generasjon bulksprengstoffer som tillater mekanisert lading. Bulksprengstoffene finnes enten i form av emulsjoner, eller pulvere basert på ammoniumnitrat/olje-blandinger (ANFO). Felles for alle patronerte sprengstoffer og ferdig blandet, eller sekket ANFO er at de er klassifisert som eksplosiv vare, klasse 1.1 D. Varene må derfor oppbevares, lagres, transporteres og behandles etter gjeldende lover og forskrifter.

Bulksprengstoffer eller systemer av typen SME, eller SSE er ikke klassifisert som sprengstoff, men derimot klassifisert i følge ADR/RID som oksyderende stoff, klasse 5.1 UN, eller tilsvarende klasse som for rent ammoniumnitrat.

SSE-systemet er utviklet primært for tunnelsprengning. Bruk av dette systemet betyr at utstyr og råvarer kan transporteres over landegrensene og lagres på anleggsstedet uten å være berørt av bestemmelsene som gjelder for sprengstoff. Dette innebærer ikke bare en stor forenkling av logistikken, men også en rasjonell håndtering som totalt sett fører til store besparelser med hensyn til transport- og lagringskostnader.

I et land som Sveits med stor befolkningstetthet i bebolige områder foreligger meget strenge bestemmelser angående lagringsmuligheter for sprengstoffer. På anleggsstedet er det som regel ikke tillatt å lagre mer enn det som tilsvarer dagsbehovet. Tradisjonelt har lading i tunneldriving i Sveits skjedd med patronerte sprengstoffer. Korte salvelengder har heller ikke påskyndet noen mekanisering av ladearbeidet. Dessuten har Sveits innført krav om tilsetning av sporstoffer for fabrikktilvirkede sprengstoffer som

kan gjøre det mulig å gjenfinne sprengstoffets opprinnelse. Kravet kom i kjølvannet av stadig mer alvorlige internasjonale terrorhandlinger. Dette krav medfører en ytterligere fordyrelse av de patronerte sprengstoffer.

Miljøeffekter og sikkerhet ved bruk og behandling av sprengstoffer får stadig større betydning ved valg av sprengstoff. I tunneldrift er det viktig at de giftige komponentene i sprenggassene holdes på et lavest mulig nivå. I første rekke er det konsentrasjonene av NO_2 og CO som kan utgjøre størst helsefare. I tillegg kommer utviklingen av respirabelt støv fra sprengingen. Erfaringer fra utførte målinger ved anlegg i Norge viser at konsentrasjonen av de nevnte gasser er dramatisk redusert ved bruk av emulsjons-sprengstoff sammenlignet med ANFO og patronerte dynamitter. Da emulsjons-sprengstoffet er sikrere i bruk, mer rasjonelt i ladeprosessen og heller ikke gir noen fysiologiske bivirkninger som dynamitt, får patronerte sprengstoffer i særdeleshet en rekke ulemper i bruk sammenlignet med SSE-systemet.

I Sveits finnes ingen anvendelse av ANFO-sprengstoffer under jord, slik at en vurdering opp mot et ANFO-system for tunneldriving ble i denne sammenheng uaktuelt. SSE-systemet som allerede i flere år hadde bevist sin styrke i såvel i norske som andre utenlandske tunnelprosjekter fikk raskt interesse hos de store europeiske entreprenører som regnet på de nye St.Gotthard og Lötschberg- tunnellene.

SSE-SYSTEMET (Site sensitized emulsion)



Fig.3 SSE-ladetruck II B med Dyno Nobel`s ladeteam for prosjektet "Country 3 Park Section", Tai Lam-tunnellene i Hong Kong.

Etter en omfattende utviklings-og utprøvningsperiode i Norge ble SSE-systemet første gang introdusert ved årsskiftet 1995/96 for tunnelprosjektet Country 3 Park Section i Hong Kong. Det ble satt inn 2 ladetrucker i prosjektet. Det ble sprengt ut 1,3 mill. m^3 og levert sprengstoff til 2190 salver i de 133 m^2 store 2-løps-veitunnellene. Sprengningsarbeidene ble avsluttet sommeren 1997 hele 4 måneder før tidsplanen. Trucktilgjengeligheten var hele 99,95%.

SSE-systemet ble parallellt introdusert i Norge i 1996, og flere ladetrucker ble satt under bygging. Systemet fikk raskt en omfattende utbredelse i norsk tunneldriving hvor ANFO i flere tiår hadde vært det dominerende sprengstoffet. Erfaringene Med SSE-systemet fra norske tunnelanlegg var meget positive og ble et viktig fundament for videre internasjonal satsing.

SYSTEMBESKRIVELSE

SSE-systemet består generelt av en ladetruck, emulsjonsmatrisecontainer, gassreagens-beholder samt pumper for fylling av ladetrucken. Ladetrucken inneholder hovedsakelig emulsjonsmatrise, et gassereagens og en vanntank. Under lading på stuff blir den pumpbare emulsjonsmatrisen først et sprengstoff i borehullet, etter at gassereagenset har redusert matrisens densitet gjennom en kjemisk prosess. Prosessen utvikler en mengde små luftbobler som vil funksjonere som hot spots, eller sensiteringsmiddel. Matrisens densitet reduseres fra 1,4 kg/l og får etterhvert sprengstoffkarakter. Dyno Nobel's emulsjonsprengstoff kalt SL 700 er klar for initiering etter ca. 10 minutter.

Tabell 1 Sammenligning av typiske tekniske data for SL 700 emulsjon mot ANFO og Dynamit

Sprengstoffer	***Sl 700 Emulsjon***	***ANFO***	***Dynamit***
Energi, teoretisk MJ/kg	3,2	3,9	4,5
Energi, målt MJ/kg	3,0	3,2	3,5
Gassvolum, teoretisk liter/kg	940	960	870
Detonasjonshast.*) m/sek 43 mm stålrør	4000	2200	5000

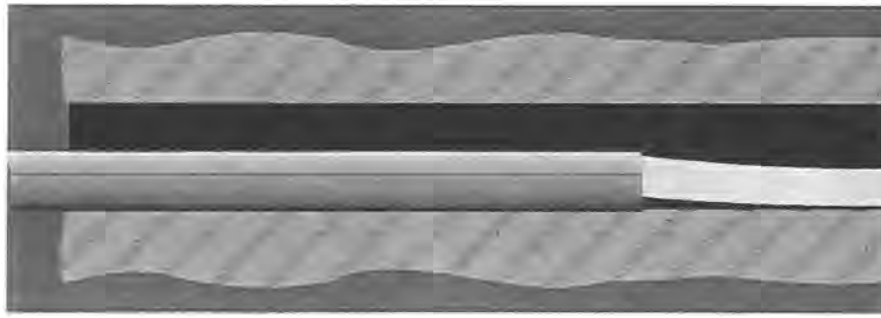
**) Avhengig av diameter og innspenning*

SL 700 kan anvendes med densiteter mellom 0,8-1,2 kg/l. Emulsjonens densitet kan enkelt bli justert under bruk på stedet. Generelt blir densiteten justert til 0,85-0,90 kg/l.
I praksis blir sprengstoff-forbruket noe høyere på grunn av irregulariteter i borehullet som utsparing, sprekker og hulrom etc. Emulsjonsmatrisen er en såkalt vann-i-olje emulsjon. Den interne fasen består av en oppløsning av oksyderende salter som er suspendert som mikroskopiske fine dråper som er omgitt av en kontinuerlig oljefase. Emulsjonen blir stabilisert ved hjelp av et emulgeringsmiddel.

Emulsjonsprengstoffet blir karakterisert som et sprengstoff med meget god vannbestandighet, høy energieffektivitet, og høy detonasjonshastighet. Den indre strukturen i emulsjonen bidrar også til en bedre forbrenning under detonasjonen, og utvikler derfor betydelig mindre røyk, respirabelt støv og toksiske sprenggasser.

STRENGLADNING

En av opsjonene under utviklingen av SSE-systemet for tunnelsprengning var å benytte et universalt sprengstoff på stuff. Dette betydde at såvel konturhull som innerkonturhull måtte gis en lavere ladningstetthet i kg/m. For kraftig ladning ville ellers gi problemer med overfjell og stor skadesone i gjenstående fjellflate.



$$Q = C / V \ (kg/m)$$

Fig.4 SSE-systemet tillater fleksibel ladetetthet i form av en strengladning (Q) i borehullet fortrinnsvis beregnet for kontur- og innerkonturhull.

Dette ble løst ved å legge igjen en streng (kg/m) av emulsjonen i borehullet, muliggjort ved hjelp av et mekanisk uttrekkssystem av ladeslangen med kontrollert hastighet (v m/s) og ved pumping av en jevn mengde emulsjon pr. tidsenhet (c kg/sek). Ladetettheten Q vil således bli c/v kg/m. I praksis er uttrekksmekanismen montert i truckens ladekorg som drar ut ladeslangen automatisk etter en forutbestemt hastighet. Strengladningssystemet er utviklet og patentert av Dyno Nobel.
Strengladning var i utgangspunktet ikke tiltenkt andre hull enn konturhullene, hvor konsentrasjonen i konturhull kunne reduseres med f.eks. 75% og innerkonturhullene med 50%. I den senere tid er det gjort en del forsøk med strengladning i hele salven, dvs. også i kutt, stross-og liggerhull som normalt lades 100% med emulsjon.

LADETRUCKER I SSE-SYSTEMET

Type 1 representerer prototypen av SSE-trucken og er forsynt med ladekorg som dekker en stufflate på ca 100 m^2. Den har 2 parallelle ladelinjer med egne pumpesystem. Disse har kapasitet på ca. 70 kg/min. Tankkapasiteten for emulsjonsmatrise er 2,3 tonn. Denne typen ladetruck anvendes med fordel der hvor boreriggene arbeider mot flere stuffer.
Ladeprosessen er PLC-styrt. For nyere versjoner av ladetruckene er registreringen av ladem engder digitalisert.



Fig.5 Parallellhullskutt ladet med SSE strengladning 50%, dvs. 0,9 kg/m for samtlige hull. Salvelengde 5,2 meter. Brytning 100%.



LCD-skjerm
Forhåndsinnstilling og justering av ladekvantiteter utføres ved hjelp av lettleselige LCD-skjermer. En SSE laderapport database er koblet til LCD-skjermen. Databasen er utviklet for dokumentasjon og optimalisering av ladekvantiteter. Alle ladedata kan enkelt overføres til en databoks som er kompatibel med Bever Control systemet for datastyrt boring.

Fig.6 SSE-systemets LCD-skjerm for overvåkning og forhåndsinnstilling av ladekvantiteter.

Type 2 har større tankkapasitet, men savner ladekorg. Ladetrucken er beregnet for tunneldriving der boreriggen arbeider mot en front. Boreriggens egen ladekorg anvendes i dette tilfelle for ladningsarbeidet. Forøvrig har type 2 de samme funksjoner som type 1. Begge typer drives av en hydraulmotor via elektrisitet, men kan dessuten drives via lastebilens dieselmotor.

Type 3 er en nyutvikling og kalles Mini-SSE. Dette er en mindre og mer kompakt versjon. Den kan utstyres med tankkapasiteter på 0,5-1,5 tonn avhengig av tunnelprojektets karakter. Mini-SSE systemet har i motsetning til modersystemet 2 ladelinjer og et pumpesystem. En elektronisk bryter sørger for skiftning av betjening mellom de 2 ladelinjene. Mini-SSE kan leveres med eller uten kjøretøy og kraftenhet. Kunden gis dermed muligheten til å utruste ladesystemet med et passende kjøretøy og kraftenhet.

DE NYE ALPETUNNELLENE

Dyno Nobel kom raskt i markedsposisjon for prøvelading med SSE-systemet i Sveits. I Lötschberg-prosjektet syd kom sprengningsarbeidene først igang i august 1999 i tverrslaget, Ferden Fensterstollen. Senere ble SSE-systemet tatt i bruk i St.Gotthard-prosjektet nord i tverrslaget ved Amsteg.

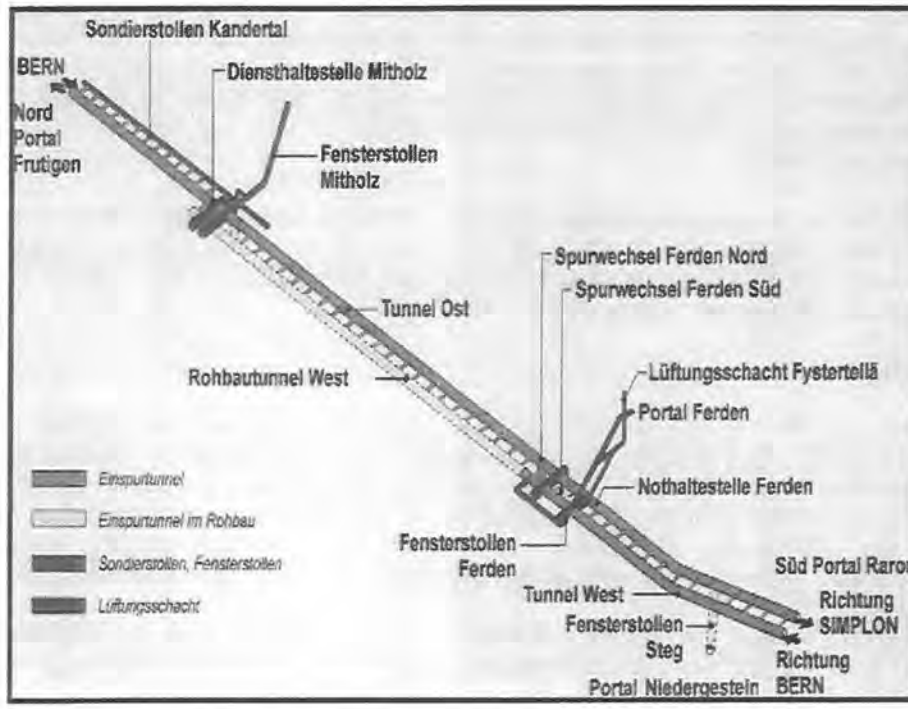


Fig.7 Skisse av de nye 36 km lange Lötschberg Basistunneller. To tredjedeler av prosjektet vil bli drevet med konvensjonell sprengning.

LÖTSCHBERG TUNNELSYSTEM

Lötschberg basistunnelsystem er et 36 km langt og består av 2 parallelle enkeltsporlinjer for nesten hele strekningen Frutigen i Nord til Raron i Syd. Tunnelsystemet er oppdelt i 4 store entrepriser, henholdsvis Steg, Raron, Ferden og Mitholz. Byggherre er BLS

Alptransit. Sett fra leverandørene av sprengstoffer er Lötschberg-tunnellene kanskje de mest interessante, siden konvensjonell sprengning kommer til å bli utført for 2/3 av hovedtunnellene. Konvensjonell sprengning vil i tillegg bli utført for tverrtunneller mellom hovedtunnellene, bergrom og sporvekslingshaller m.m.

Ferden Fensterstollen

Arbeidsfelleskapet (ATF AG) for tverrslaget i Goppenstein kalt Ferden Fensterstollen bestående av entreprenørene Losinger, Evequoz, Denerkiz og Imboden, ble enige med Dyno Nobel om en prøvedriftsperiode med SSE-systemet og Nonel-systemet i august 1999. Prøvedriften skulle gå over 1 måned.

Resultatene ble så oppløftene at man etter prøveperioden skrev kontrakt på leveranse av begge våre systemer for hele anleggsperioden. Tunnellen var 4 km lang med et fall på 13% og hadde et tverrsnitt på 66 m^2. Geologien var en skifrig Gneiss med spor av Glimmer. Boringen ble utført med heldatastyrt Montabert Robodrill, stanglengde 20' og 51 mm kroner. Det ble benyttet kilkutt i stedet for den tradisjonelle parallelhullskutten som som anvendes i Norge. Det ble boret 125-135 hull i salven grunnet krav om god fragmentering. All sprengstein ble kjørt fra stuff til mellomlager, og deretter til knusestasjonen. Steinen gikk på transportband ut i silo, ble lastet over i jernbanevogner og transportert bort.

Overgangen fra sveitsiske sprengstoffer til SSE-systemet var formidabel. Tidligere var 7-8 mann involvert i ladearbeidet og ladetiden var ofte over 2 timer. Ved bruk av SSE-systemet ble ladetiden redusert ned til 40-50 min. Entreprenøren kunne frigjøre 4-5 mann fra ladearbeidet. I tillegg økte inndriften pr. uke med 25-35%.

Mitholz Nord

I oktober 2000 fikk konsortiet SATCO (Swiss Alp Transit Contractors) entreprisen på Basistunnel Nord, Mitholz. SATCO er et joint venture bestående av Strabag fra Østerrike, Dumez fra Frankrike, Walo og Rothpletz fra Sveits samt Skanska fra Sverige. Ved tverrslaget i Mitholz er det plassert et knutepunkt. Herfra skal det drives to 8,5 km lange parallelle enkeltsporstunneller sørover samt en 7,5 km lang enkeltsportunnel nordover. Tverrtunnellene som er 35 meter lange finnes mellom hver 320 meter hovedtunnel.
Nordover kommer tverrtunnellene til å bli forbundet med undersøkelsestunnellen som vil få en funksjon som en redningstunnel. Totalt vil det bli drevet omkring 25 km hovedtunneller fra Mitholz med et tverrsnitt fra 63-73 m^2.

Etter at SSE (Societè Suisse des Explosifs) hadde gjennomført sin prøveladingperiode fikk Dyno Nobel anledning til å kjøre en 2 måneders testladingsperiode med SSE- og Nonel-systemet fra oktober 2000. Testladningsperioden ved Mitholz Nord ville bli avgjørende for konsortiet SATCO's valg av sprengstoffleverandør til dette store prosjektet. Sveitserne var i dette tilfelle i motsetning til i Mitholz syd betydelig bedre forberedt. Deres eget emulsjonssystem Emulga hadde i prøveperiden funksjonert meget tilfredstillende. Testladingen ble derfor en stor utfordring for Dyno Nobel's ekspertise

på tunnelsprengning. Vårt sprengstoffsystem's ytelse ble vurdert opp mot såvel sprengstoff-forbruk som inndrift og ladetidsforbruk.



Fig.8 SSE ladetruck uten ladekorg i posisjon på den østerrikske stuff i Mitholz Nord under testladingsperioden.

I Mitholz skulle all sprengstein leveres i knutepunktets tappestasjon. Maksimum steinstørrelse skulle her være 200 mm. Derved ble det krav om knusing av av alt fjell under jord. Et mobilt knuseverk ble plassert rett bak stuff. Dette systemet ville naturligvis påvirke valg av bore-og sprengningsplan. Fra knutepunktet ble all stein transportert via bånd ut gjennom tverrslaget til et depot i dagen.

Det var ikke fastlagt noe spesifikt krav om valg av sprengstoff eller krav til maksimum skadesonedyp i tunnellene, hvilket ville tillate en ladningsdensitet som gir en mer stabil konturspreng ning med strengladning. Derimot fantes strenge krav vedrørende rensing av avløpsvann, ventilasjon og lufttemperatur under byggetiden. For å holde kravet på maksimal temperatur på 28 grader er det behov for et kjøleanlegg på ca. 5MW.
SATCO hadde satset på nye Atlas XL3, fulldatastyrte bore-rigger. Programmet Tunnplan kunne anvendes for design av boreplaner. Tunnelsprengningene ble betjent av 3 skift à 7 dager i uken/24 timer pr.dag, hvorav 3 skift arbeider og ett skift har fri. Det var hovedsakelig skandinaviske og østerrikske mannskaper på stuff.

Dyno Nobel arrangerer kurs i betjening og bruk av SSE-ladesystemet for ladeoperatører i Sveits. Kurset gir grunnleggende opplæring i sikkerhetsbestemmelser, produktkunnskap og teknikk, og fører frem til kompetansegivende sertifikat.. Alle tunneldrivere hadde før oppstart gjennomgått et slikt teoretisk kurs, men erfaringer viste, dels av språkmessige grunner, at det måtte legges større vekt på oppfølging av den praktiske gjennomføringen på stuff. Opplæringen i bruk av SSE-systemet og Nonel-systemet på stuff ble derfor en stor oppgave for våre supervisorere og sprengningsteknikere.

Det ble introdusert bore-og sprengningplaner basert på norske erfaringer. Først når sprengingsplanene var presentert og godkjent av driftsleder (Bauführer) kunne de tas i bruk på stuff. Tverrsnittet varierte fra 63-73 m^2 avhengig av bergartsforholdene og sikringsbehov.

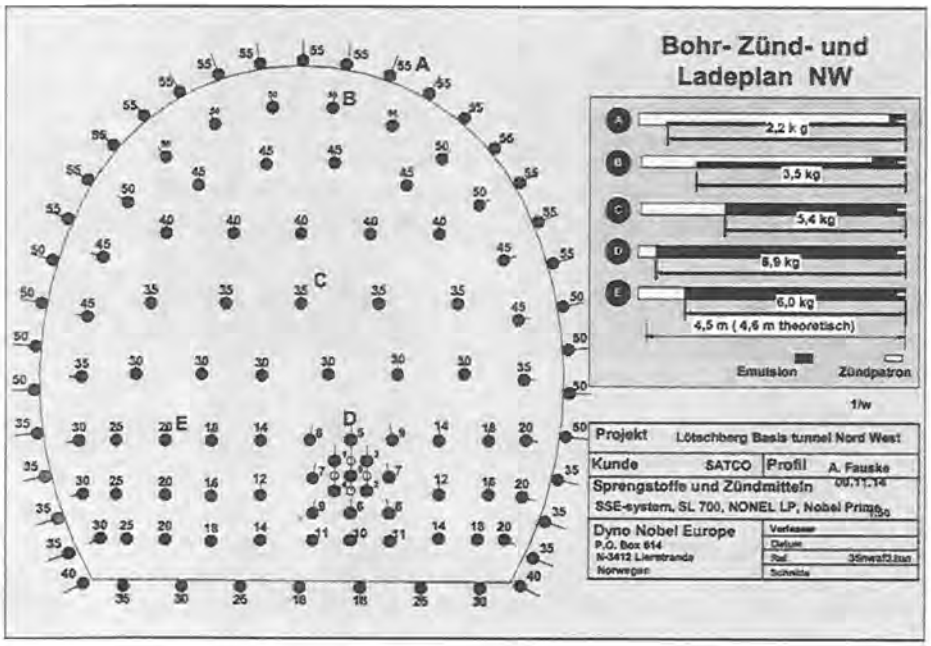


Fig.9 Bore-og sprengningsplan for Mitholz basistunnel vest mot nord under testladningsperioden. Tverrsnitt ca. 64 m^2.

Dyno Nobel fikk disponere et lagringssted for emulsjonsmatrise og råvarer i stasjonshallen i Mitholz. Matrisen ble lagret i såkalte IBC-containere, tilkjørt fra produksjonsanlegg i Norge. Anlegget disponerte 2 SSE ladetrucker fra starten, begge var av type 2, dvs. uten ladekorg. På stuff vil da ladingen forgå parallellt fra boreriggens ladekorg og fra sålen. Mannen i ladekorgen sørger for lading av kontur, innerkontur og strossehull oppe. Fra sålen lades kutt- sidestross og liggerhull. I Mitholz ble det satset på 16`stenger og 48 mm borekroner.

Tennsystemet som anvendes er Dyno Nobel's Nonel LP- tennere med en intervallrekkefølge utviklet for tunnel-sprengning. Initieringen av Sl 700 emulsjonen blir sikret med en såkalt Nobel Prime. Denne primeren som har en dimensjon på 15 x150 mm forenkler ladearbeidet generelt, da den kan stikkes inn i ladeslangen og føres inn til bunnen av hullet. Primeren drives deretter ut av ladeslangen med emulsjons-strømmen. Primeren vil dermed ikke seg fast, eller blokkere hull som er vanskelige å lade.

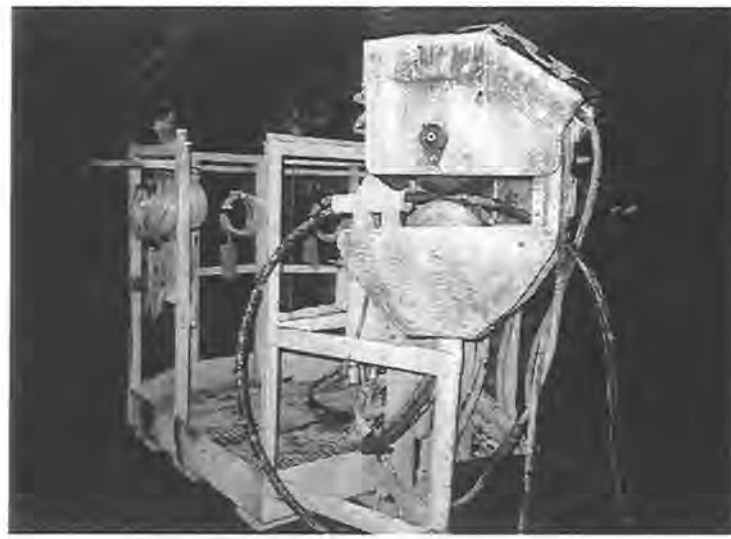


Fig.10 Utrekksmekanismen montert i boreriggens ladekorg. Nonel-tennere og Nobel Primere er klargjort for lading av konturhull og stross oppe.

Det er av stor viktighet å ha god dokumentasjon for laderne på stuff, med hensyn til korrekt lading og tennerfordeling. Introduksjon av riktig ladeprosedyre bl.a. for å holde ladetiden kortest mulig er en annen utfordring. For å oppnå en kortest mulig ladetid på stuff kreves en rasjonell prosedyre og ikke minst dyktige ladeoperatører. Total ladetid på stuffene i Mitholz kunne variere fra 35-45 minutter, avhengig av forholdene på stuff og hvor øvede laderne var.

Fig 11 viser sprengningsresultater over en optimaliseringsperiode på stuff vest mot nord. Gjennomsnittlig inndrift for perioden var 4,45 meter pr.salve, eller 99%. Resultatet viste at inndriften var meget tilfredsstillende, men det var fortsatt et potensiale for et lavere spesifikt sprengstoffforbruk. Fig.12 viser det gjennomsnittlige sprengstoffforbruk for samme periode som var 569 kg. Tverrsnittet var i dette tilfelle 64,3 m^2. Dette gir en spesifikk ladning på 2,0 kg/m^3. I det følgende optimaliseringsarbeid ble det utviklet bore-og ladeplaner som reduserte sprengstoff-forbruket ytterligere.

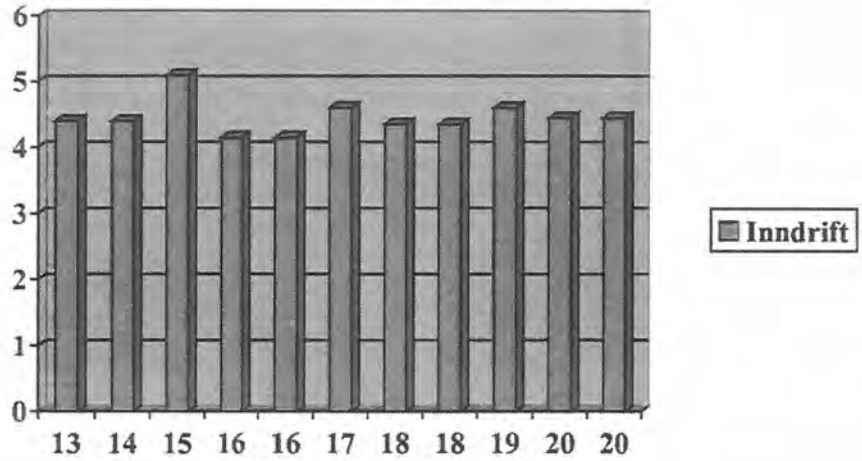


Fig.11.Testladningsperiode i Mitholz basistunnel vest mot nord. Gjennomsnittlig inndrift 4,45 meter, eller 99%. Innboret lengde 4,5 meter.

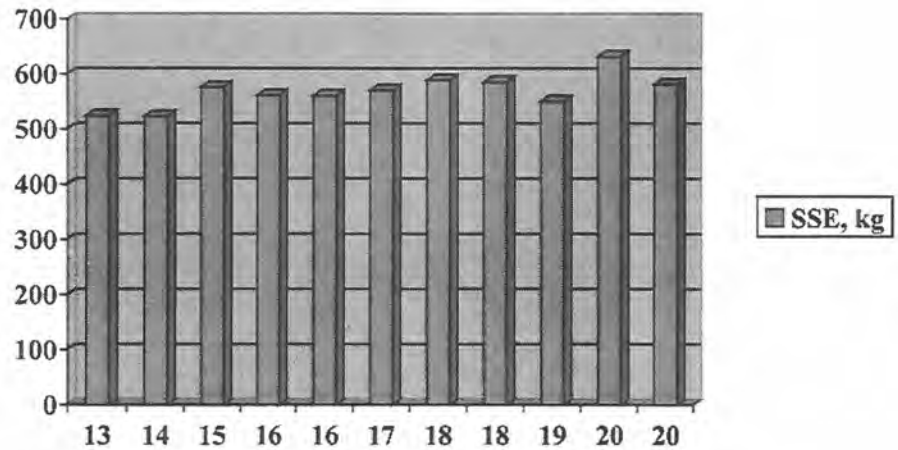


Fig.12 Testsladningsperiode i Mitholz basistunnel vest mot nord. Gjennomsnittlig tilsvarende sprengstoff-forbruk er 569 kg/salve.

I desember 2000 mot slutten av testladingsperioden, fikk Dyno Nobel opsjon på leveransen av sprengstoffer og tennmidler til entreprisen Mitholz Basistunneler Nord. Kontrakten ble formelt undertegnet på nyåret 2001. Mitholz er et stort og tungt prosjekt som skal drives over en periode på 6 år

I løpet av våren 2001 har Dyno Nobel også skrevet leveringskontrakter for de resterende hovedentrepriser som drives fra sydenden, henholsvis Ferden og Raron basistunneller. Dermed har Dyno Nobel tilegnet seg kontrakter for leveranse av SSE-systemet og tennmidler til hele Lötschberg-prosjektet.

ST.GOTTHARD TUNNELSYSTEM

St.Gotthard tunnelsystemet består av 57 km lange enkeltsportunneller fra Erstfelt i nord til Bodio i sør. Tunnellene vil passere under Alpene med en maksimum gradient på 1,25% og ved en dybde på 2300 meter. Byggherre er Alptransit Gotthard AG og prosjektet er inndelt i 5 store hovedkontrakter som legges ut på anbud etter hvert, fra nord til syd henholdsvis Ertsfeld, Amsteg, Sedrun, Faido og Bodio.

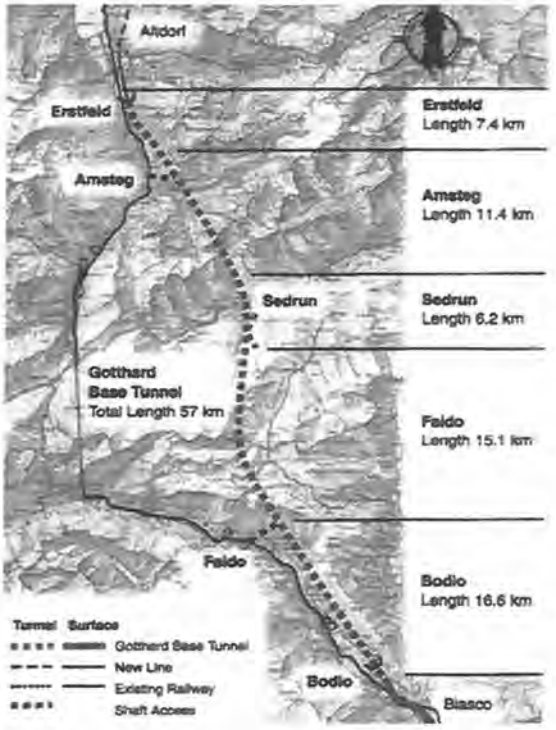


Fig.13 De 5 store hovedkontraktene i St.Gotthard-tunnelsystem. Eksisterende trasè fremgår også av figuren.

Ved Sedrun, 21 km fra nordportalen er det anlagt et knutepunkt som utgjør en multifunksjonell stasjon med adkomst via en 835 meter dyp vertikalsjakt, diameter 7,9 meter. Sjakten vil funksjonere som en ventilasjons-og rømningssjakt. Den er allerede ferdig sprengt og det drives konvensjonell sprengning i basistunnellene i begge retninger. Ved Faido bygges via adkomsttunnel en tilsvarende stasjon, mens det også er bygget et tverrslag fra Amsteg i nord. I hele tunnellen vil det finnes tverrtunneller for hver 325 meter.

Mer enn 24 millioner tonn steinmasse skal fraktes ut av tunnellene. Dette tilsvarer en steinmasse som er 5 ganger større enn Cheops-pyramiden. Hoveddelen av tunnellene er beregnet drevet med TBM. Avhengig av fjellkvaliteten vil ca. en fjerdedel eller mer bli drevet ved konvensjonell sprengning. Tunnellene er forventet å ferdigstillet i løpet av år 2011-2012.

Umgehungsstollen Bodio

Parallelt med oppstarten og drivingen av Lötschberg-tunnellene ble SSE-systemet markedsført overfor kontraktørene i St.Gotthard tunnelsystemet. Dyno Nobel's SSE-system kom raskt til anvendelse i Amsteg og Bodio, og tverrslaget ved Amsteg er allerede drevet ferdig av den østerrikske entreprenøren Ed. Ast&Co. Feldkirchen og det sveitsiske byggefirmaet Wüst, Lucern. Mot slutten av året går det igjen mot forhandlinger om leveranse av SSE-emulsjon til stasjonsområdene i Sedrun og Faido og første etappe i basistunnellene fra Bodio.

Den sveitsiske entreprenøren Batigroup driver fortsatt fra St.Gotthard's søndre portal. De startet opp i august 2000 ved driving av Umgeungsstollen Bodio. Dette prosjekt omfatter en 1300 meter kombinert arbeids-og transporttunnel samt 2500 meter hovedtunnel. Anlegget disponerte fra oppstart med SSE, Dyno Nobels ladetruck 07 II, med doble ladeuttak, men uten ladekorg. Slurry-stasjonen ble plassert 50 meter tilside for tunnelåpningen. Emulsjonsmartrisen ble levert anlegget fra Norge i IBC-containere.



Fig.14 Eksisterende St.Gotthard jernbanetrasè. Angrepspunkt St.Gotthard basistunnel portal syd og Umgehungsstollen Bodio til høyre i bildet.

Dyno Nobel la frem for anleggsledelsen et nytt bore-og tenningsopplegg beregnet for SSE-systemet. Også her ble det introdusert et sprengningssystem basert på parallelhullskutt og dobbel slettsprengning med SSE-systemet. Det er viktig at bore-og ladesystemet funksjonerer fra starten av og at god informasjon gis til anleggsledelse og drivere på stuff. Dessuten gir god dokumentasjon minimale misforståelser på følge av språkproblemer. Dette innebærer i første omgang at vi ikke starter opp med et marginalt system. Det vil alltid være rom for endringer og forbedringer, men dette bør først skje når driverne på stuff har erfaring med systemet. I tillegg må borenøyaktigheten observeres og en eventuell motivasjon for å forbedre borenøyaktigheten må iverksettes. Av hensyn til brytningen er det viktig at tennsystemet er optimalt, og at det sikres en optimal brytning i kutten. Ladeteknisk må borehullets uladede del tilpasses og måles på stuff slik at den er størst mulig i samsvar med den teoretiske ladeplan.



I Bodio hadde Batigroup satset på en 3-boms borerigg, Atlas 353 Rocket Boomer, utstyrt med Bever semi-data control. det ble boret med 16'stenger, borehullsdiameter 45-48 mm. Transporttunnellens tverrsnitt var 50 m^2 . Salvene ble lastet ut med en Scaff forgraver med transportbånd til til dumper. Systemet krevet spesielt god fragmentering for å unngå blokkering av transportbåndet. Forgraveren ble senere erstattet med en Brøyt lastemaskin, og utlastingstiden gikk dramtisk ned. Til tross for en del ujevn boring i starten har brytningen vært nær 100% i den granittiske Gneiss. Det ble drevet 3 salver pr. døgn med en inndrift på 70-75 meter pr. uke. Fragmenteringen har vært meget og tilfredsstilte anleggets behov.

Fig.15 Dyno Nobel's supervisore instruerer i ladeteknikk på stuff under introduksjonsfasen i Umgehungsstollen Bodio, St.Gotthard syd.

I dag er den 1300 meter lange Umgehungsstollen og påkoblingssystemet til St.Gotthard's basistunneller på det nærmeste drevet ferdig. Entreprenøren Batigroup uttrykte seg svært fornøyd med SSE-systemet allerede under introduksjonsfasen. Det ble satt størst pris på sikkerheten i SSE-systemet, den korte ladetid, god brytning samt et forbedret arbeidsmiljø på stuff. Nok et vellykket prosjekt drevet med Dyno Nobel SSE-system og tennmidler har bidratt til å befeste Dyno Nobel's posisjon i det europeiske tunnelmarkedet.



Fig.15 Dyno Nobel`s ladetruck 07 II klar til innkjøring i Umgehungsstollen Bodio for lading av ny salve.

AVSLUTNING

Siden oppstarten i Sveits for 2,5 år siden har Dyno Nobel levert nærmere 3500 tonn emulsjonssprengstoffer og det er for tiden 10 ladetrucker i drift i det sveitsiske tunnelmarkedet. SSE-systemet og Dyno Nobel`s Nonel-system er allrede blitt et begrep i Sveits vedrørende moderne fjellsprengning.

Når det gjelder St.Gotthard-tunnelsystem vil flere entrepriser bli lagt ut etterhvert. Konkurransen om sprengstoffleveransene har etterhvert hardnet til. Flere leverandører ved siden av Dyno Nobel og SSE (Societè Suisse des Explosifs) banker på og vil delta i kampen om levering av emulsjonssprengstoffer og ikke-elektriske tennsystem. Med hensyn til de nye Lötschberg og St. Gotthard tunnelsystemer så langt er Dyno Nobel den ubestritte og ledende leverandør av sprengstoffsystemer.

REFERANSER

"Alfred Nobel, mannen, verket, samtiden" Sigvard Strandh, 21.oktober 1983.

"Med pumpbart sprengstoff gjennom alperna", M. Börjesson Dyno Nobel Sweden AB, Bergsprängningskommitèn, Stockholm, 13.mars 2001.

"Alptransit, Schweiz – Lötschberg tunnelsystem for jernväg gjennom alperna. Produktionsteknik og planering av projekt Mitholz", Stig Erikson, Skanska International Civil Engineering AB. Bergsprängningskommitèn, Stockholm, 13.mars 2001.

"The SSE Bulk Emulsion System. A new Explosives System designed for Tunnelling and Blasting Underground", Arve Fauske, Dyno Nobel Europe. World Tunnel Congress, 31. mai-6.juni 1999, Oslo.

"Sprengningsarbeider, - nye metoder og teknikker. Sprengingsteknikk under jord", Arve Fauske, Dyno Nobel Europe. NFF, Storefjell Høyfjellshotell, 6-8 mars 2000.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

Torbjørn Nartajervi
LKAB

Moderne storskala gruvedrift under jord i Kiruna

Manus ikke levert i rett tid.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

System for automatisk lading av emulsjonsprengstoff i tunnel

Automation of loading of emulsion explosives in tunnelling

Jan Elvøy, Utviklingssjef, Statens vegvesen Tunnelproduksjon
Randi Hermann, Overingeniør, Statens vegvesen Vegdirektoratet
Håkon Bjor, Siv.ing, Bever Control AS
Bjørn Finden, Selmer Skanska AS
Bjørn Petterson, Forsknings- og utviklingssjef Dyno Nobel ASA

Sammendrag

En prosjektgruppe bestående av Statens vegvesen, Selmer Skanska AS, Bever Control AS og Dyno Nobel AS har siden mai 1997 arbeidet med et automatisk ladesystem for emulsjonsprengstoff i tunnel. Hovedmålet er å automatisere ladingen i tunnel slik at tidsforbruket med boring, lading og kobling blir redusert med om lag 20 %. Dette eliminerer menneskelig aktivitet foran boreriggen under boring i henhold til dagens regelverk. Prosjektgruppen har gjennomført et forprosjekt (1997) med et etterfølgende forskningsprosjekt 1998 – 2000 med støtte fra Norges Forskningsråd (NFR). Prosjektet videreføres i 2000 – 2003 med støtte fra Statens nærings- og distriktsutviklingsfond (SND) til bygging av en industriell prototyp.

Ladesystemet monteres på en ladebom og består av lademanipulator, lanse for innføring av primer og ladeslange samt system for transport av primer. Det benyttes kamera og billedbehandlingssystem for gjenfinning av borhull og posisjonering av lanse. Systemet ble demonstrert og testet i full skala i tunnelanlegget Baneheia i Kristiansand våren 2001. Hele prosessen ble fjernstyrt av operatør i riggens hytte. Resultatene var meget gode og arbeidet med å fullføre utvikling av en industriell versjon av systemet er godt igang.

Summary

A joint venture (JV) between The Norwegian Public Roads Administration, Selmer Skanska AS, Bever Control AS and Dyno Nobel AS has since May 1997 aimed to develop an automatic loading system for emulsified explosives suitable for tunnelling. The main target is a reduction of time consumption by 20 % for the drill, loading and ignitor connection cycle. The laoding system will eliminate human activity in front of the drill jumbo while drilling, according to the new regulations. The JV has completed a feasability study (1997) followed by a research program (1998- 2000) with financial support from NFR (The Research Council of Norway). The finalizing of a prototype is scheduled 2000- 2003 with support from SND (The Norwegian Industrial and Regional Development Fund).

The loading system is mounted on a drilling jumbo boom with sufficient reach and includes a manipulator with a tube for guiding the loading hose for positioning at the drillhole, a feed system for entering primer and loading emulsion through the hose. A vision system is used for identification of drill hole and fine positioning of the loading tube.

The system was tested and presented in a demonstration at the tunnel project Baneheia in Kristiansand, Norway in May 2001. The manipulator could operate the system over the complete face, remotely controlled from the cabin on the rig. The results are very promising, and we can conclude that an industrial system is feasible. We are now in a process to engineer and build the industrial system.

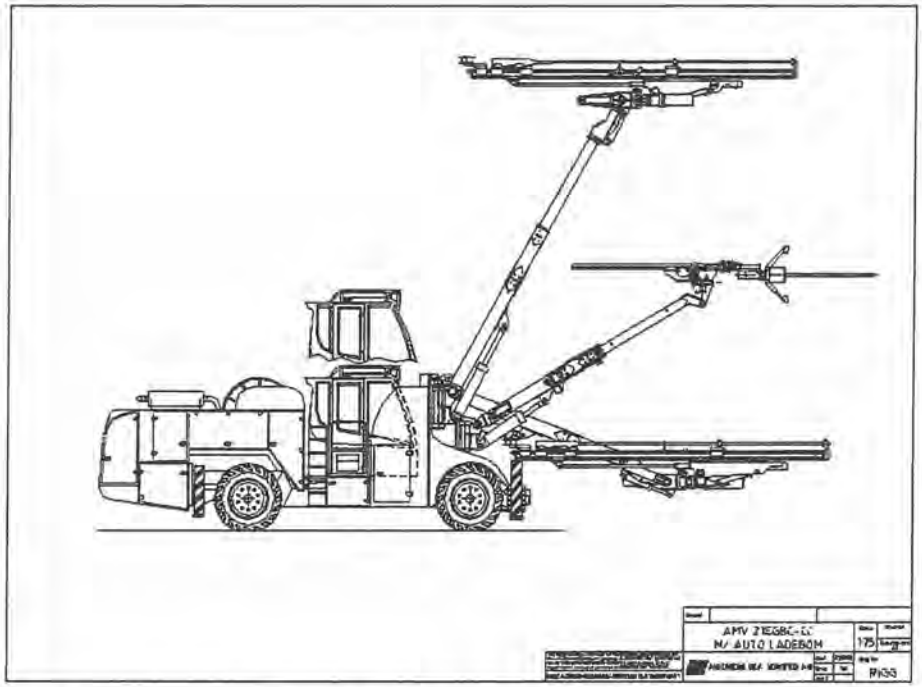
1 Bakgrunn – automatisk lading for å øke produktivitet, sikkerhet og kvalitet

I mars 1997 ble det dannet en prosjektgruppe med deltagere fra Statens vegvesen Vegdirektoratet, Selmer Skanska AS, Bever Control AS og Dyno Nobel ASA med formål å utrede mulighetene for automatisk lading av borehull i tunnel. Bakgrunnen var blant annet overgang til bruk av slurry som sprengstoff og nye forskifter som hindrer manuell lading samtidig med boring på stuff.

Hovedmålet for prosjektet er å automatisere ladingen i tunnel slik at tidsforbruket med boring, lading og kobling blir redusert med om lag 20 %. En automatisering av ladeprosesssen vil eliminere menneskelig aktivitet foran boreriggen under boring.

Verdi ved måloppnåelse av prosjektet:

- Redusert tidforbruk på stuff ved at man vil oppnå samme driftstid per salve som før ny lov om Bergarbeid trådde i kraft, samtidig med at lovens intensjon om redusert antall ulykker opprettholdes. Lading utføres i dag manuelt etter at boring er avsluttet. Prosjektet har som målsetting å eliminere denne ekstrakostnaden gjennom å automatisere ladearbeidet i tunnel.
- Kvalitetsforbedringer i form av mer nøyaktig mengder sprengstoff per hull. Dette vil gi redusert skaderisiko på gjenstående flater og redusert sprengstofforbruk og derved et anlegg med bedre kvalitet til lavere pris.
- Mindre risiko ved arbeid i tunnel. De samfunnsmessige konsekvenser og kostnader ved slikt arbeid kan bli kraftig reduserte.
- Den økte kontrollen med sprengningsarbeidene kan også utnyttes for vibrasjons kontroll ved sprengning i bymessige strøk.



Figur 1 Automatisk ladesystem montert på en fulldata AMV borrigg.

2 Samarbeidspartnere

Prosjektgruppen består av :

- Statens vegvesen
- Selmer Skanska AS
- Bever Control AS
- Dyno Nobel ASA

Underleverandører til prosjektet er BMI (Bamble Mekaniske Industri A/S, AMV (Andersen Mek. Verksted A/S) og SINTEF Elektronikk og Kybernetikk.

3 Finansiering

Forprosjektet som ble startet i mars 1997 med de nevnte prosjektdeltagere ble finansiert av prosjektdeltagerne selv med en total ramme på 600 000 kr. Forskningsprosjektet ble gjennomført 1998 til 2000 med støtte fra Norges forskningsråd på 2 mill kr. Prosjektet videreføres i 2001- 2003 med en totalramme på ca 15 mill kr støttet av SND med i underkant av 4 mill kr (offentlig FOU - kontrakt). Støtten fra SND har hatt en utløsende rolle for prosjektets gjennomføring. Det utføres et omfattende arbeid fra alle partnere i prosjektet med betydelig egenfinansiering.

4 Forprosjektet – metodeutvikling og kamerasystem for gjenfinning av borhull

4.1 Innledning og problemstilling

Problemstillingen: Salven er boret med en datarigg, hvor posisjon, retning og hulldybde for alle hullene er registrert i en loggfil. En egen ladebom tenkes montert enten på borerigg eller på en egen laderigg. Bommen styres i nærheten av det borehull som skal lades, og med ladelansen i riktig retning, basert på data fra boreloggen. Dette skjer på samme måte som på borerigger i dag. Posisjonering basert på boreloggen bringer ladespissen i nærheten av borehullet, men ikke tilstrekkelig nøyaktig til å entre ladeslangen i hullet. Basert på data fra et kamerasystem, montert på ladearmen, kan ladespissen flyttes tilstrekkelig nøyaktig for å føre ladeslangen inn i hullet.

Tre tekniske hovedproblemer ble definert:

1. Gjenfinne et borehull og føre ladeslangen kontrollert inn i hullet
2. Innføring av riktig tenner og primer i borhullet
3. Kontrollert lading av hullet med riktig sprengstoff

Arbeidsgruppen ble enige om at forprosjektet skulle konsentreres om punkt 1: gjenfinning av borehull på stuff. Forskningsprosjektets målsetting var å demonstrere realiserbarhet av automatisert lading av borehull med en egen ladearm på en borerigg.

Forskningsprosjektet hadde følgende hovedaktiviteter:

- Utvikle prinsipper for en lademanipulator med måle og styresystem som kan demonstrere at automatisk innføring av ladeslangen i borhullet er realiserbart.
- Utvikle et prinsipp for automatisk lading av borhullet etter at en ladelanse er ført inn i hullåpningen.
- Vurdere sikkerheten ved de løsninger som ble utarbeidet.
- Kartlegge andre problemer som har betydning for ladingen.

4.2 Resultater. Kamerasystem for gjenfinning av borhull ble testet på stuff

Det ble bygget et prototyp-system, bestående av kameraer, belysning og datautstyr for evaluering av teknisk løsning og for demonstrasjonsformål. Kamera med belysning ble montert i en enhet med ytre dimensjoner som planlagt for den ferdige enhet, sammen med en simulert fast lanse. Denne enheten ble under utprøvingen festet foran på en materbjelke, slik at den kunne kjøres i forskjellige ønskede posisjoner i forhold til borhullet ved å styre borbommen. Databehandlingen av bildesignalene ble i denne fasen utført med en PC med tilleggsutstyr for innlesing av bildesignalene. PC'en med dataskjermen var plassert og operert i operatørhytten. I tillegg til forsøk i laboratoriet, ble systemet testet på to fjellanlegg med varierende fjellforhold:

- Elgskauåsen tunnel i Åros i Røyken, hovedsakelig Røykengranitt, men også andre bergarter innblandet (mørke bergarter og lys kvarts).
- Renseanlegget på Bekkelaget. Her var det også varierende lyshet på bergartene. Det ble også gjort forsøk med tørr og våt fjellflate. Dette så ikke ut til å påvirke resultatene nevneverdig.



Figur 2 Gjenfinning av borhull. Testing av kamera og billedbehandlingssystem i forprosjektet.

Konklusjonen fra forprosjektet var at en videre utvikling kunne bygges videre på de metodene som ble utprøvet i forprosjektet. Forprosjektet ble avsluttet med en demonstrasjon for prosjektgruppen på Selmer's anlegg på Bekkelaget renseanlegg i januar 99.

5 Forskningsprosjektet – fullskala utprøving av metoder for posisjonering, tenner/primerinnføring og lading av borhull på stuff, fjernstyrt fra borrigg

5.1 Innledning

Forprosjektet ble videreført 1998- 2000 med støtte fra NFR (Norges forskningsråd).

Prosjektet har hatt følgende delmål:

1. Utvikle utstyr for automatisk gjenfinning og identifisering av borhull
2. Utvikle utstyr for isetting av primer og riktig tenner i hullet
3. Utvikle ladeutstyr slik at det automatisk lader det identifiserte hullet med rett mengde sprengstoff

Forskningsprosjektet hadde følgende hovedaktiviteter:

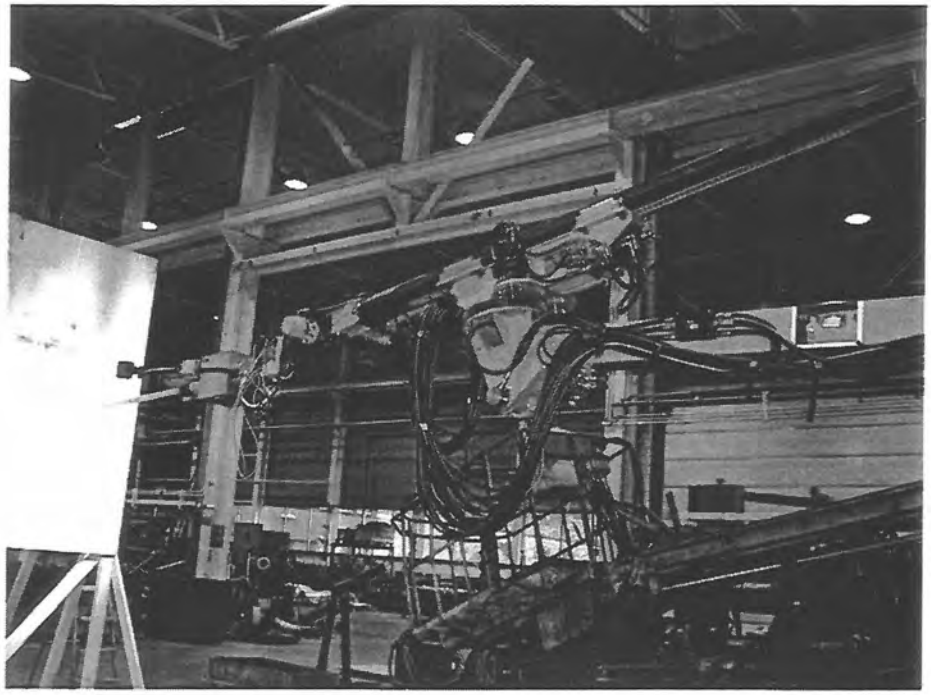
- Utvikle utstyr for en lademanipulator med måle - og styresystem som kan demonstrere at automatisk innføring av ladeslangen i borhullet er realiserbart.
- Utvikle utstyr for automatisk lading av borhullet etter at en ladelanse er ført inn i hullåpningen.
- Hullgjenfinningssystem, dvs. identifisering av riktig hullnummer og intervall-nummer ved plassering av tenner
- Plassering av primer og tenner i borehull
- Lading av riktig mengde sprengstoff (emulsjon)
- Vurdere sikkerheten ved de løsninger som ble utarbeidet.
- Kartlegge andre problemer som har betydning for ladingen.

5.2 Resultater – utvikling av utstyr for prototyp

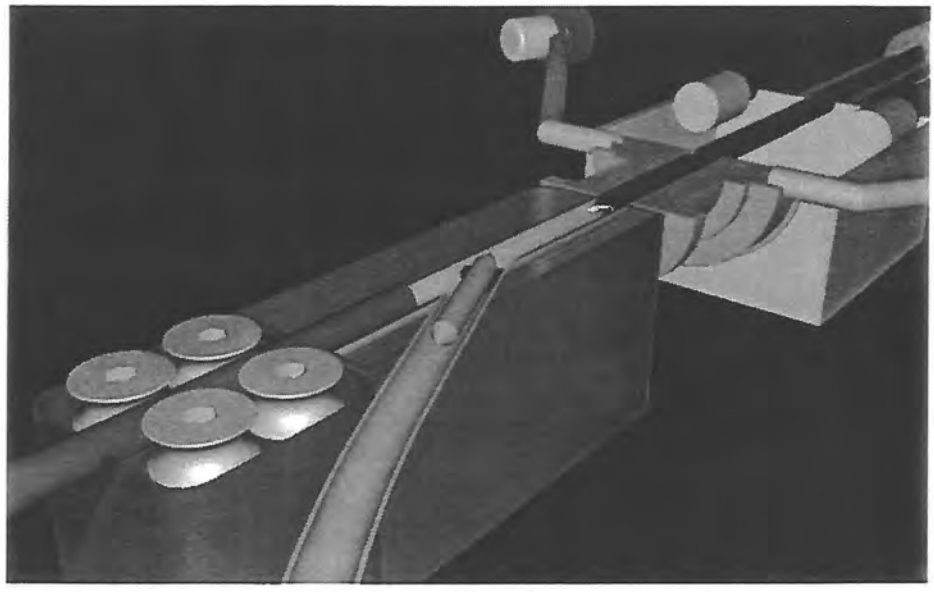
Konstruksjonsarbeidet for prototyp er fullført ved utgangen av 2000. Prototypen består av kameradel, ladelanse, materapparat, lademanipulator og tilhørende styresystem. Prototypen er testet i verksted hos AMV i januar 2001 mot en simulert stuff, det vil si en trevegg med borhull i. Prototypen er senere testet på anlegget til Statens vegvesen i Baneheia i Kristiansand.

Det er utviklet et målesystem basert på bruk av videokamera og databehandling for å gjenfinne og måle posisjoner til borhull på stuff. Det er utviklet belysningsteknikk og billedbehandlingsalgoritmer. Programmene for billedbehandling og belysningsteknikk er utviklet av SINTEF. Kameramodul er bygget og montert som vist på Figur 3. Bommen styres i nærheten av det borhullet som skal lades og med ladelansen i riktig retning basert på data fra borloggen. Dette skjer ved hjelp av sensorer i armens ledd og geometrimodell av armen på samme måte som på borriggen ellers. Posisjonering basert på borloggen bringer ladespissen i nærheten av borhullet, men ikke tilstrekkelig nøyaktig til å entre ladeslangen i borhullet. Basert på data fra kamerasystem (billedbehandlingsystem) montert på ladearmen kan ladelansen flyttes tilstrekkelig nøyaktig for å føre ladeslangen inn i hullet.

Det er laget en egen ladebom for prosjektet som monteres på materinnfestingen for den ene borbommen i forsøket. Foran på manipulatoren er det montert en ladelanse med mateapparat for innføring av ladeslangen med tenner i borhullet. Manipulatoren blir beveget i nærheten av det borehullet som skal lades. En primer med riktig tennernummer blir transportert inn i mateapparatet med rørpost fra en operatørplass bak ved riggen se nærmere beskrivelse under og Figur 4 og 5. Tenneren blir automatisk montert inn i framenden av ladeslangen, hvoretter ladeslangen føres gjennom lansen inn i borhullet. Når slangen er ført til bunnen av hullet, starter pumping av emulsjonssprengstoffet, som presser primeren ut av ladeslangen, hvoretter slangen trekkes bakover med styrt hastighet inntil riktig lengde av emulsjonsstrengen er oppnådd. Deretter trekkes slangen ut av hullet og ladelansen trekkes vekk fra fjellet, slik at lading av neste hull kan begynne.

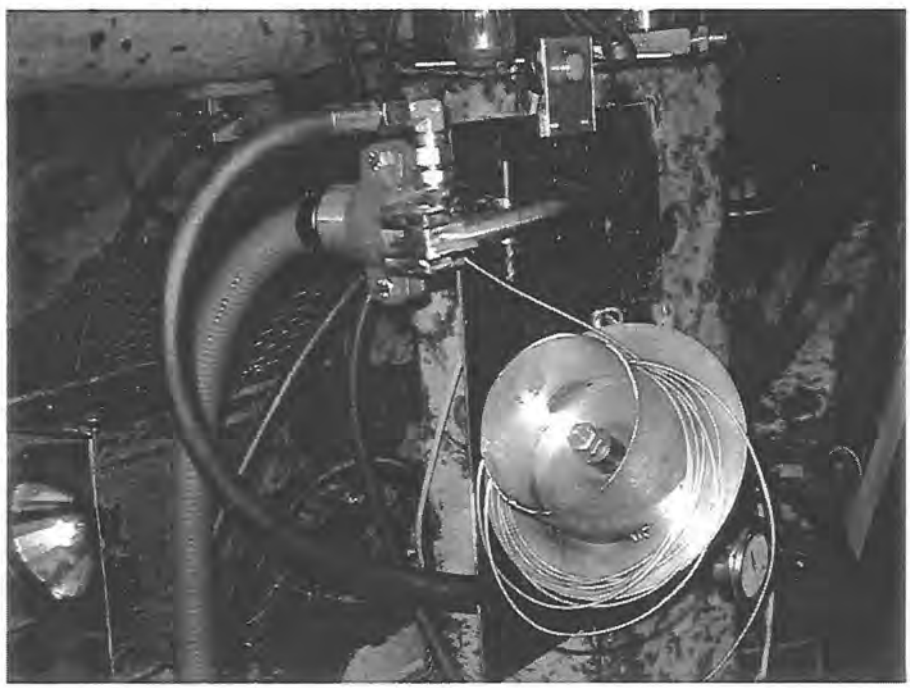


Figur 3 Entring av hull på testflate. Fra testing januar 2001.



Figur 4 Matesystem for ladeslange og primer, belysning, kamerasystem og lanse.

Det ble konstruert og testet en løsning for pneumatisk transport av primer med tenner fra manuell ladestasjon og frem til mateapparat for ladeslangen. Det er søkt patentbeskyttelse for denne løsningen i samarbeid med Dyno Nobel ASA. I forbindelse med konstruksjon av dette mateapparatet ble det behov for å lage en ny type primer. Denne primeren vil bli spesialtilpasset systemet og vil kunne gjøre lading av problemhull sikrere. Design av ny primer gjør det mulig å trekke den ut igjen hvis problemer ved lading oppstår. Dette har en klar sikkerhetsmessig gevinst. Mateapparat for ladeslangen for SSE matrise er produsert av AMV etter tegninger fra Selmer Skanska AS. Styring av mateapparat vil senere bli integrert med styresystem for armen. Mateapparatet skal kunne kjøres manuelt fra betjeningspanel og automatisk. Figur 5 viser manuell ladestasjon for primer og tenner. Matestasjon er plassert ved bominnfeste på riggen.



Figur 5 Manuell ladestasjon

6 Industriell prototyp - komplett ladesystem

6.1 Innledning

Medio november 2000 fikk gruppen positiv tilbakemelding fra SND (Statens nærings- og distriktsutviklingsfond) med tilbud om støtte til prosjektet. Prosjektet videreføres derfor 2001 – 2003 der målet er å bygge en industriell prototyp.

Prosjektperioden har følgende faser:

- Prosjektering og utvikling av industriell prototyp
- Bygging av industriell prototyp
- Utprøving/testing av industriell prototyp

6.2 Kamerssystem -gjennfinning av hull

I forprosjektet ble det benyttet bare ett kamera. Da ladelansen som skal inn i borhullet befinner seg midt i bildet, vil den kunne skygge for hele eller deler av det borhullet vi skal finne. Vi benytter derfor to kameraer og kombinerer bildene for å omgå dette problemet. Det er funnet fram til "grabber"- utstyr som kan handtere, kombinere og vise bilder fra de to kameraene på en effektiv måte. Utstyret er montert i en hurtig PC.

6.3 Lademanipulator

Det er tatt utgangspunkt i at armen skal kunne monteres på en borerigg på en bom som erstatter ladekorgbommen. Det anses nødvendig at armen kan bære en arbeidskorg. Denne bør lett kunne monteres av og på. En løsning som er utredet er å parkere korgen på den bakre del av bommen under lading. Den realiserte løsning muliggjør dette.

AMV ble invitert med på konstruksjon og bygging av manipulatoren.
Manipulatorarmen tenkes montert på en indre bom med stor teleskopkapasitet. Manipulatorens rekkevidde er begrenset til det som er nødvendig for finposisjonering av ladelansen etter at hovedbommen har posisjonert manipulatoren i nærheten av det hullet som skal lades, med en retning av lansen som er definert av retningen til hullet i borloggen. I dette prosjektet er manipulatoren montert på enden av en av de vanlige borbommene på boreriggen. Det er viktig at manipulatorarmen har liten masse og beveger seg rolig, slik at det ikke settes i gang svingninger i bommen når manipulatoren finposisjoneres. Den realiserte manipulatoren har 5 ledd: Arm løft, arm sving, arm teleskop, lanse sving, lanse løft. I tillegg har bærebommen 3 ledd: bom sving, bom løft, bom teleskop.

6.4 Ladelanse med kamerasystem posisjoneres ved borhull

Det er konstruert og bygget en ladelanse med kamerasystem og andre sensorer. Ladelansen er montert foran på manipulatorarmen foran ladeapparatet. Selve kamerahuset, som skal beskytte kameraene og annet utstyr mot sprut og støt etc. er bygget i vanntett utførelse rundt ladelansen. Lyskasterne for kameraene er montert med armer på en rotor-ring som kan styres slik at lyskasterne ikke skal komme i konflikt med tunnelveggen ved lading av konturhuller. Kameraene måler i prinsippet bare vinkler mellom lansen og forskjellige hull til siden for lansen. For å lette søkingen etter hull og for å kunne beregne avstander på stuffen er det montert en avstandsmåler i kamerahuset som hele tiden måler avstanden fra kameraene til stuffen.

Ladelansen er et tynt rør som lett kan ødelegges med de krefter som er til disposisjon i bom og manipulator. Lansen er derfor utformet med fjæring og sensorer som stopper armbevegelsen dersom fjærene belastes over en valgt grense med god margin for at lansen ikke skal bli varig bøyd. Ved nedfall av større stein kan lanserøret bli skadet. Da er det enkelt å bytte selve røret.

6.5 *Fremføring av primer i en luftslange og emulsjon gjennom ladeslange*

Det er utredet og prøvet alternative prinsipper for å føre primer og tenner inn i ladeslangen på en sikker og pålitelig måte. Da en må kreve at tennernummeret for det enkelte borhull ikke kan planlegges på forhand, har en valgt at tenneren og primeren må føres inn i systemet manuelt av en operatør som må befinne seg bak bomfestene på riggen. Det er konstruert, bygget og prøvet et mateapparet for ladeslangen som kan monteres på manipulatorarmen, like bak ladelansen og kamerasystemet. Mateapparatet har en "innføringssluse" for primer med tenner. Primer med tenner transporteres fram fra den manuelle ladestasjonen til mateapparatet med rørpostprinsipp. Se figur 4 og 5. Mateapparatet har aktuatorer og sensorer for å kontrollere og overvåke at innføringen av primeren i ladeslangens front går riktig for seg og at slangen føres inn til bunnen av borhullet før deponering av tennsats og sprengstoff begynner. Dersom ladeslangen ikke lar seg føre tilstrekkelig dypt inn i hullet kan slangen med sprengstoff og tennsats trekkes tilbake ut av hullet, slik at hullet kan renses med andre metoder.
Det er utviklet, bygget og prøvet et styresystem for ladeapparatet, som kan gjennomføre ladingen av hullet automatisk.

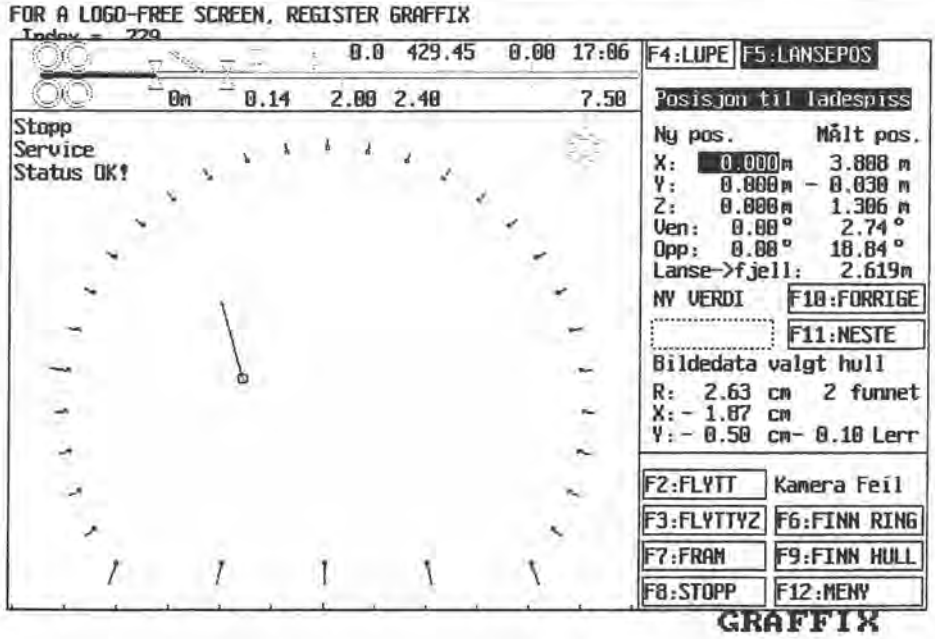
6.6 *Lading med emulsjonsprengstoff*

En viktig forutsetning for å automatisere lading på stuff er at kun ett sprengstoff benyttes. Sprengstoffet må med andre ord kunne dekke behovet for både kutt, stross, kontur og liggere. Første forutsetning er at det må være vannbestandig. Dernest må styrken kunne varieres i de ulike hullgrupper. Ved å benytte pumpbart emulsjonsprengstoff er det mulig å imøtekomme disse kravene. Emulsjonssprengstoffet er tilnærmet 100 % vannbestandig. Ved å variere fyllingsgraden i de enkelte hull ved bruk av strenglading får man en kontrollerbar lademengde pr. borhullsmeter. I korte trekk går metoden ut på at emulsjonsprengstoffet pumpes inn i borhullet med en gitt kapasitet på f.eks. 40 kg/min. Ved å trekke slangen ut med en konstant hastighet vil det bli liggende igjen en vel definert "streng" i borhullet. Ved å variere utrekkshastigheten vil også fyllingsgraden variere tilsvarende. Se figur 10 for strengladning fra forsøk i Baneheia våren 2001. Med dagens system har vi muligheter til å variere styrken fra 100% og ned til 0,35 kg/bormeter. Denne metoden har blitt vel dokumentert gjennom flere store tunnelprosjekt i Sverige og Norge.

6.7 *System for fjernstyring av hele ladeprosessen*

Det er utviklet og bygget et styresystem for manipulatorarmen og ladeapparatet.
Alle 8 ledd i bom / manipulator er instrumentert med vinkelsensorer eller lengdemålere på samme måte som på borbommene. I denne delen av prosjektet er det imidlertid bare de fem leddene i manipulatoren som har automatisk styring for finposisjonering etter data fra kameraene. System PC'en har programmene for den overordnede styring av systemet. Den har en skjerm som normalt viser den borloggen det skal lades etter,se figur 6. Her vises også måledata fra kamerasystemet. Dessuten vises målinger og tilstander for ladeapparatet. System PC'en har dessuten funksjoner for justering av parametre , kalibrering etc. Den kommuniserer med Bilde-PC og et styreskap (ECU), som har forbindelse med alle sensorer og kontrollventiler. I styreskapet er det

mikroprosessorkort med programvare som omformer målesignaler, styrer og koordinerer bevegelsene i manipulatorarmen under automatisk flytting av lansen og som styrer ladeprosessen. Et betjeningspanel med styrespaker muliggjør overstyring under automatisk kjøring, samt styring av alle enkeltbevegelser i manuell modus.



Figur 6 Bilde fra operatørskjerm. Prototyp. Viser ladede hull og posisjon til ladeslange.

6.8 Testing i full skala mai 2001 i Baneheiatunnelen ga gode resultater

I mai 2001 ble det gjennomført en fullskala test av automatisk lading på en AMV rigg på Statens vegvesen Tunnelproduksjon sitt anlegg i Baneheia, Kristiansand. Testen omfattet:

- Posisjonering av lanse for innføring av ladeslange automatisk og manuelt
- Fremføring av primer til lanse
- Fremføring av ladeslange med primer/tenner i borhull
- Lading av slurry med styrt tilbaketrekking av mateslange
- Ladesyklus ble gjennomført med dummy primer og emulsjonsslurry i ugasset og gasset tilstand. Det ble kjørt en fullstendig test av ladesyklus.

6.9 *Automatisk lading i borhull - posisjonering og innføring av ladeslange ble utført både manuelt og automatisk fjernstyrt fra hytte*

Vår prøve-stuff bestod av en pilot med en ekstremt skjev sidestross. Vi fikk derved testet lading av hull:

- Plassert helt ut mot kontur (skrapemerker etter bormaskin, se figur 7)
- På ekstremt skrå flater
- Som befant seg bak framspring – og derved var skjult for direkte sikt
- Som var gjort tilgjengelig ved hjelp av utstikkende plastrør (liggere etc.)

En serie på 6 hull ble ferdig ladet med primer og slurry som programmert. I ett tilfelle kjørte primer seg fast, men ved å stake med ladeslange en gang og deretter blåse på nytt kom den frem. Ved hjelp av kamerasystem i manuell modus kunne vi entre alle hull. Tid for manuell flytting og entring av borhull tok 10-25 sek med operatør fra Bever Control (lite øvelse). Vi kunne også uten problem entre hull som vi ikke ser. Kamerasystemet gir operatøren tilstrekkelig oversikt.

Det at forsøkene ble utført på stuff gav oss erfaring med forhold som en normalt kan forvente å få – så som:

- Vann / fuktighet
- Støv / skitt / emulsjon og borkaks
- Hekting i stein og stål
- Kollisjon med fjell eller de andre bommene



Figur 7 Fjernstyrt lading av borhull i kontur.



Figur 8 Automatisk lading Baneheiatunnelen 2001.



Figur 9 Ladelanse styres inn i foringsrør.

6.10 Automatisk lading i plexirør

Det ble i tillegg kjørt forsøk med ladeforsøk i plastrør. Det ble kjørt to omganger med pumping av slurry:

- Stross (40 kg/min)
- Høy hastighet strenglading for kontur (20 kg/min og 40 kg/min)

Alle mengder ble kontrollert og lading ble utført med emulsjon uten gassing og med gassing. Automatisk innføring av primer ble også testet på denne måten.

Det ble kjørt 14 sekvenser med lading i plexirør. Resultatene med datastyrt fremføring og tilbaketrekking av ladeslange viste seg meget presis og ga en god kontroll og reproduksjon av bunnlading og strenglading. Det er helt sikkert mulig å utføre en lading langt mer presis en det tradisjonell lading med manuell tilbaketrekking gir mulighet til. Spesielt interessant var det at strenglading er mulig med største pumpekapasitet.



Figur 10 Strenglading.

7 Tidsplan

Tester utført mai 2001 samt laboratorietester har vært positive og gir god grunn til optimisme i samarbeidsgruppen. Det bygges derfor videre på metoder og løsninger som er testet på Baneheia 2001. Gruppens mål er at det i løpet av 2002 vil foreligge en industriell prototyp av et komplett ladesystem til salg og utprøving.

8 Konklusjon – fremtidige oppgaver

Prosjektet har gitt positive resultater. Basert på allerede utførte tester mener vi at et industrielt ladesystem nå kan leveres. Borhull kan lades med tenner/primer, og med emulsjon fjernstyrt fra borriggen. En ladebom kan lade alle hull i salven på en effektiv måte, mens boring pågår med de vanlige borarmer.

Tross det ser vi at det fortsatt vil være viktig å jobbe med andre sider av prosessen for å kunne fjerne folk helt fra stuff. Videre vil det derfor være viktig å arbeide med:

- Mekanisk sammenkopling av salven
- Problemhull-lading av disse

Den største utfordringen for å kunne komme frem til et komplett automatisert system er knyttet til nummerering av de enkelte hull og sammenkopling av tennerene. Elektroniske tennere vil være en forutsetning for dette. Dyno arbeider med en generasjon 2 av elektroniske tennere. Her vil hver enkelt tenner i utgangspunktet være lik. Den enkelte tenner vil ha en egen identitet og kunne gis ønsket intervalltid. Det vil si at ved lading av hullene vil tenneren registreres og systemet vil vite i hvilket hull tenneren er plassert. Ut fra tennplanen kan de så gis den ønskede intervalltid. Fysisk må tennerene kobles sammen via en bus - ledning eller inn på koplingsblokken på neste tenner. Utvikling av et automatisert koplingssystem vil by på nye utfordringer. Dersom eksplosivbransjen i fremtiden kan komme med en trådløs elektronisk tenner vil helautomatisert lading på stuff kunne bli en realitet.

Disse oppgaver er ikke planlagt løst innen rammen av vårt prosjekt, men vi ser at det er ønskelig å få det til.

Det er underveis i prosjektet fremkommet delresultater som har nytteverdi utover bruk ved automatisk lading. Dette gjelder utvikling av ny primer og system for identifisering av borhull. Dette er resultater fra forskningsprosjektet som vil få betydning for de respektive firma.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

Hvordan håndtere risikosamfunnet?

How to Manage the Risk Society?

Roger Steen, rådgiver, Direktoratet for sivilt beredskap,
(Adviser, Directorate for Civil Defence and Emergency Planning, Norway)

Sammendrag

«Beredskapsmessige hensyn i samfunnsplanleggingen»
Konseptet «*beredskapsmessige hensyn i samfunnsplanleggingen*» retter seg blant annet mot politikere, administrative ledere og planleggere for at disse beredskapsmessige hensynene (forebygging, skadereduksjon) skal inkorporeres i samfunnsplanleggingen. Gjennom samfunnsplanleggingen er det viktig å vurdere risiko og sårbarhet, for derigjennom minimalisere risikoen for menneskers liv og helse, miljøet, samfunnskritiske funksjoner og materielle verdier. Den «filosofi» dette konseptet bygger på kan forklares som «et forsøk på å inkludere forebyggende hensyn så tidlig som mulig i planprosessen med den målsetning å skape et robust samfunn». Dette vil si at man ikke bygger inn sårbarhet i samfunnet som truer viktige verdier som kommer til å utgjøre en trussel mot liv og helse. Som et eksempel på hva som ligger i konseptet; kan man si at man bør ikke bygge i et skredutsatt område. Velger man allikevel å bygge i et slik område, bør man bygge inn nødvendig grad av sikkerhet slik at skredet ikke vil utgjøre noe trussel. Vi har prøvd å utvikle en sektorovergripende tilnærming for hvordan dette konseptet skal forståes. I et forsøk på å gi en mer konkret definisjon på dette konseptet kan man si som følgende:

> *«Beredskapsmessige hensyn i samfunnsplanleggingen handler om å påvirke samfunnsutviklingen med den målsetning at samfunnet oppnår lav sårbarhet og lav følsomhet for forstyrrelser (f.eks i infrastruktur), høy omstillingsevne, nødvendig robusthet og utholdenhet, sammen med å tilrettelegge for de behov møtet med en krisesituasjon vil kreve.»*

Målsetning
Målsetningen med beredskapsmessige hensyn i samfunnsplanleggingen er å ivareta hensynet til samfunnssikkerhet for å gjøre samfunnet (eller bedriften, kommunen osv.) robust. Robust på en slik måte at man har innebygd høy grad av motstandsdyktighet for forstyrrelser, uønskede hendelser og katastrofer.

Bakgrunnen for en stadig sterkere fokusering på «beredskapsmessige hensyn i samfunnsplanleggingen» ligger i ønsket om å redusere samfunnets sårbarhet for kriser og katastrofer. Gjennom det siste årtier har det blitt skrevet mye om viktigheten av dette konseptet. Et eksempel er fra Stortingsmelding nr 48 (1993-94) om langtidsplan for sivilt beredskap

> «..beredskapsmessige hensyn skal inngå som et sentralt element i den alminnelige planleggingen»

Konseptet «beredskapsmessige hensyn i samfunnsplanleggingen har i løpet av årene gradvis endret karakter fra et tydelig sikkerhetspolitisk fokus til å fokusere hovedsakelig på fredskrisepotensialet

(naturkatastrofer, teknologiske kriser osv). Denne fredskrisefokuseringen er et resultat av den økende sårbarheten man finner i samfunnet og som et resultat av hva vi oppfatter som den mest kosteffektive

tilnærmingen for å skape et robust samfunn. Viktigheten av denne prioriteringen og satsingen ble også understøttet av Sårbarhetsutvalget (ledet av Kåre Willoch), som presenterte sin rapport i juli 2000:

> «Skadeforebyggende tiltak skal prioriteres for å redusere sannsynligheten for og begrense omfanget av nye store ulykker og krisesituasjoner. Samfunnet vil kunne unngå betydelige kostnader ved å innarbeide sårbarhetsreduserende tiltak i plan- og utbyggingsfasen av nye prosjekter».

Å skape et samfunn helt fritt for risiko eller sårbarhet er mer eller mindre en umulighet, både når det kommer til den praktiske gjennomføringen og økonomiske rammer. Spørsmålet vil ofte bli hvilken type risiko og hvilket nivå av risiko er vi villig til å akseptere, og hvilke områder skal prioriteres i det skadeforebyggende arbeidet.

«Beredskapsmessige hensyn i samfunnsplanleggingen» forsøker å favne alle samfunnskritiske sektorer med forebyggende aktiviteter, fra uønskede hendelser med høy frekvens til de mer sjeldne hendelser med lav frekvens.

Bakenforliggende forhold

Det er kommunen som har den primære og viktigste rollen i samfunnsplanleggingen. Det er det politiske og administrative lederskap som bestemmer hvordan samfunnet skal utvikles. Det er derfor viktig at dette lederskapet har nødvendig fokus på samfunnssikkerhet og forebygging når samfunnet skal utformes. Dette kan best gjøres nettopp gjennom å la «beredskapsmessige hensyn i samfunnsplanleggingen» inngå som en vesentlig faktor i planprosessen.

I Norge har vi lagt stor vekt på at kommunen må utarbeide risiko- og sårbarhetsanalyser som et grunnlag for samfunnsplanleggingen. En målsetning med disse risiko- og sårbarhetsanalysene er å identifisere hvor sårbart samfunnet er overfor ulykker, kriser og katastrofer, samt hvilke typer risiko som er fremtredende i kommunen.

Figur 1: Risiko- og sårbarhetsanalyse



Figur 2: Hvordan identifisere risiko?



Direktoratet for sivilt beredskap er av den oppfatning at risiko- og sårbarhetsanalysemetoden fungerer som et sektorovergripende planleggingsverktøy som hjelper de ansvarlige med å identifisere risikoen for ulike uønskede hendelser. Dette kan for eksempel være brannfare, svakheter og avhengigheter til el-forsyningen og vannforsyningen, potensialet for flom, sammenbrudd i viktig infrastruktur, tunnel ulykker, akutt forurensing, skred, erosjon osv. Hensikten med å bruke denne analysen som et sektorovergripende planleggingsverktøy er å bruke den samme metodikk og analytiske verktøy for å rive ned murene mellom ulike profesjoner og sektorer med den hensikk å oppnå en samlet innsats og forståelse for arbeidet med samfunnssikkerhet.

Bruken av dette metodeverktøyet ekskluderer ikke behovet for å bringe inn eksperter som kan bistå med deres kompetanse og kunnskap, snarere tvert imot. Denne metoden kan frembringe resultater og usikkerhetsfenomener som gjør det nødvendig å innhente faglig ekspertise for å gi et klarere svar på graden av risiko for et gitt fenomen. På denne måte bidrar analysen til en provaktiv tilnærming til risikohåndteringen.

I Norge (2001) har i overkant av 90% av alle kommuner gjennomført en slik risikoanalyse en eller flere ganger. Disse analysene anses som et viktig fundament i prosessen med å ivareta de beredskapsmessige hensyn i samfunnsplanleggingen. Oppfølgingen av en risiko- og sårbarhetsanalyse går i to retninger: kriseplanlegging og forebygging (beredskapsmessige hensyn i samfunnsplanleggingen) (Se figur 1).

Gjennom en evaluering av risiko- og sårbarhetsanalysemetodikken (utført av AsplanViak) kom man til de konklusjoner at denne metodikken hadde følgende positive effekter på virksomheter som brukte den: Positive effekter på samarbeide mellom ulike enheter/avdelinger innen en virksomhet og mellom ulike samarbeidende virksomheter/myndigheter. Videre ble analysen ansett som et viktig verktøy for ansvarsplassering og organisasjonsutvikling hos de som gjennomførte analysen

For mer informasjon se: www.beredskapsnett.no

Kilder

Se side 19.6

Summary

"Preparedness considerations in community planning"
The concept of "Preparedness considerations in community planning" means that politicians, administrative leaders and planners integrate these considerations in the outlining of developments in society. Through community planning it is important to consider safety and vulnerability, and to minimise the risk to life, health, environment, critical infrastructure, and material values. The philosophy of the concept can be explained more or less as an "attempt to include preventive measures in the planning process with the goal to create a robust society". In Norway we have tried to work out a concept of an overall approach to "preparedness considerations in community planning". An unofficial definition of the concept of Preparedness considerations in community planning is as follows:

> *"Preparedness considerations in community planning aims at influencing the development of the society with the goal of achieving low vulnerability and low sensitivity to disturbances, and a good ability to readjustment and necessary endurance, together with fulfilling certain demands in crisis situations."*

Goal and Background:
"Preparedness considerations in community planning" is to carry out planning to make the society (or the single enterprise, municipality etc.) robust. Robust in such a way that it will have a high degree of resilience for disturbances and catastrophes. This kind of preparations will also give a higher resistance and endurance in crisis situations.

The background to the focusing of Preparedness considerations in community planning is a desire for reducing the vulnerability of society due to crises and unwanted accidents. Through the last decade much has been written about the importance of "Preparedness considerations in community planning" One example is from the Norwegian white paper number 48 from 1993-94:

> *"Preparedness considerations in community planning will become an integral part of all general planning"*

The development of the concept of Preparedness Considerations in Community Planning has changed somewhat during the last decades. There is a stronger emphasis on the concept to cover peacetime crises, based on the increasing vulnerability in the society, and on what we think is in the interest of civil society. Examples of this emphasis are some of the conclusions given by a Norwegian Government commission (A commission for assessing vulnerability in Norway), who presented their report in July 2000, concluding with the following:

> *"Damage preventive measures shall be given priority to reduce the probability, and to limit the extent of the damage in case of new catastrophes and crisis situations. The society will be able to reduce the expenses considerably by considering damage preventive measures in the planning and development stages in new projects".*

A society without any form of risk and vulnerability is more or less impossible, with regard both to practical and economical causes. The question will be where the level of acceptable risk should be, and which types of risks will be given priority in the work with prevention.

Preparedness considerations in community planning tries to embrace preventive activities in all-important sectors, from unwanted incidents with high frequency to more rare situations.

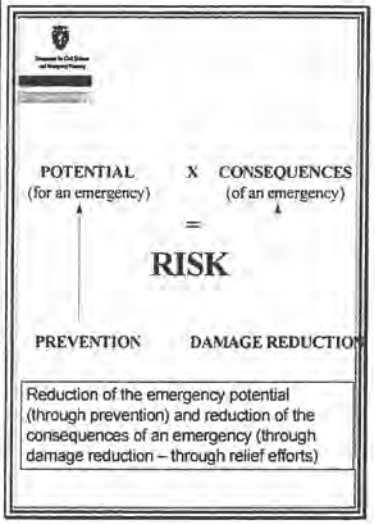
What kind of activities is the basis of the "Preparedness Consideration" process?
The municipality has an essential function in community planning. It is the political and administrative leadership in the municipality who determines how it is to develop. It is therefore important that this leadership takes into consideration matters of safety and security. Including Preparedness Considerations as independent terms in all planning can do this.

In Norway a great deal of stress is placed on carrying out a ***Risk and Vulnerability Analysis*** as a foundation for the work of local planners.
One of the goals of the work on Risk and Vulnerability Analysis is to identify how vulnerable societies are to accidents, crises and catastrophes. This method makes an assessment of the kind of accidents, crises and catastrophes that are likely to happen in the municipality as a geographical unit.

Figure 1b: Risk and Vulnerability analysis



Figure 2b: How to identify risk?



It is our belief that the method functions as a superstructure to point out the risks of undesired events. For instance fires, disruptions in electricity and water supplies, floods, interruptions of infrastructure, tunnel accidents, acute contamination, avalanches, landslides etc. The purpose of using it as a superstructure is to apply the same method and analytical tools to tear down some walls between different professions and sectors in order to promote a general co-ordination of the Civil Emergency planning.

The use of this method does not exclude the need of bringing in professionals, to assist with their knowledge in certain fields of expertise. The method can be used to find out if and when a local authority should call in these professionals.

In Norway (2001) more than 90% of the municipalities have executed a Risk and Vulnerability Analysis.
In Norway this kind of analysis is seen as a foundation that must be in place before it is possible to carry out effective Preparedness Considerations in Community Planning. The follow-up of the analysis must take one of two directions: Crisis Management or Preparedness Considerations in Community Planning (See figure 1).

In Norway an evaluation of this analysis methods has been carried out, and the conclusion was that this analysis has a positive impact on the co-ordination between different departments in the municipalities, and on the co-operation between different authorities. Furthermore, the analyses were regarded as important tools for organizational procedures, and for how to divide responsibilities, and they had a positive impact on the ordinary organisational development in the municipalities.

More information available at: www.beredskapsnett.no

Kilder/Literature

- Directorate for Civil Defence and Emergency Planning (DCDEP) [1999], Guidelines for Emergency Planning, DCDEP Oslo, Norway (www.beredskapsnett.no) * eng
- Directorate for Civil Defence and Emergency Planning [1995], Guidelines for municipal risk and vulnerability analysis, DCDEP, Oslo, Norway (www.beredskapsnett.no) * eng
- Directorate for Civil Defence and Emergency Planning [2000], Robuste samfunn , Oslo, Norway (www.beredskapsnett.no)
- Directorate for Civil Defence and Emergency Planning [1998], Sikkerhets- og beredskapsmessige henyn i kommuneplanleggingen, Oslo, Norway (www.beredskapsnett.no)
- Directorate for Civil Defence and Emergency Planning and HQ Defence Command Norway [1998], Totalforsvaret - Historie, samtid og fremtidige utfordringer, "The concept of total defence" DCDEP, Oslo, Norway (www.beredskapsnett.no)
- NOU 2000: 24 - [2000] "Et sårbart samfunn" *A Vulnerable Society*, Ministry of Justice and Police, Oslo, Norway (a white paper documenting the challenges within the field of safety and preparedness)
- Steen, Roger [2000], A guide to Information Preparedness, DCDEP (ISBN: 82-993462-6-6) Oslo, Norway (www.beredskapsnett.no) * eng
- Steen, R. [2000], Risk assessment in Europe - A summary from the EU workshop on Risk assessment in Oslo Nov. 1999, DCDEP (ISBN: 82-993462-7-4) Oslo, Norway (www.beredskapsnett.no) * eng
- Steen, R. og Juhl-Nielsen, N. J. [2001]: *"A Scandinavian approach to create a Safe, Resilient and Sustainable Society"*. DCDEP, (ISBN: 82-7985-000-7) Oslo (www.beredskapsnett.no) * eng
- St.meld. nr. 48 (1993-94):13 (Stortingsmelding - White Paper), "Langtidsplan for sivilt beredskap 1995-98", "Policy for civil preparedness in Norway in the period 1995-98" Ministry of Justice and Police, Oslo, Norway
- Wirén, Erik [1998], Planering för säkerhets skull, Studentlitteratur, Lund, Sweden

Directorate for Civil Defence and Emergency Planning (DCDEP)
* eng = Publication available in English

Kontakt person:
Roger Steen
Direktoratet for sivilt beredskap
Postboks 8136, Dep
0033 OSLO
e-post: ros@dsb.dep.no

Point of contact:
Mr. Roger Steen
Directorate for Civil Defence and Emergency Planning
PO Box 8136 Dep
N-0033 OSLO
Norway,
e-mail ros@dsb.dep.no

Website: www.beredskapsnett.no

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

SKREDFAREVURDERINGER OG DIMENSJONERING AV SIKRINGSTILTAK. STATE OF THE ART.

Natural hazard evaluation and planning of safety measures. State of the Art.

Frode Sandersen, Avdelingsleder Norges Geotekniske Institutt, Ingeniørgeologi og skred

SAMMENDRAG

De nyeste forskningsresultater knyttet til skredfarevurderinger og dimensjonering av sikringstiltak er beskrevet. Hovedvekt er lagt på en beskrivelse av hvordan meteorologiske faktorer spiller inn på utviklingen av skredfare i en akutt værsituasjon og modeller for beregning av skredhastighet og rekkevidden av skredmasser. I tillegg har NGI utviklet et verktøy for beregning av høyden på flodbølger når skred går ned i vann.

NGI har analysert værforholdene som har gitt opphav til skredulykker både for snø-, stein- og jordskred for å utvikle et verktøy som kan brukes i akutte værsituasjoner når det er fare for at personer skal tas av skred, enten i hus, på veg/jernbane eller i tilknytning til friluftsaktiviteter ved alpinanlegg. Det er utviklet både dynamiske og statistiske modeller for beregning av rekkevidden til skred og utviklingen av skredhastigheten langs skredbanen. Det har også blitt utviklet nye statistiske modeller som gjør det mulig å beregne sannsynligheten for at et objekt i en skredbane skal treffes av skred på bakgrunn av meteorologiske og topografiske faktorer.

Det har blitt foretatt analyser av sikringseffekten av ulike sikringstiltak som danner et viktig grunnlag for optimal utforming og dimensjonering av tiltakene.

SUMMARY

The article presents the latest findings within the field of natural hazard research at NGI. The influence of meteorological factors on the initiation of the different types of landslides and avalanches and the latest development within modelling of sliding behaviour is described. NGI has also developed a method for evaluation of tsunami propagation due to landslides.

Detailed analyses of weather characteristics leading to landslides and avalanches have made a basis for tools in hazard evaluation that can be used in acute weather situations when houses and roads are exposed to hazard. Both statistical and dynamical models for runout distance and velocity evaluation are constantly under development. New statistical models for estimation of hazard in a specific point in a track based on both meteorological and topographical factors have recently been developed.

Studies of the effect of different safety measures have been carried through to find design criteria for reducing the hazard in an optimal and most cost effective way.

1. INNLEDNING

NGI er Norges ledende kompetansesenter innenfor skredfaglige problemstillinger. NGI dekker alle skredtyper som har betydning i vårt land:

- Snø- og sørpeskred
- Steinskred
- Jord- og leirskred
- Undersjøiske skred
- Flodbølger dannet av skred

Instituttet løser både rådgivnings- og forskningsoppdrag. Siden opprettelsen av instituttet i 1953 og frem til i dag, har NGI opparbeidet lang erfaring knyttet til vurdering av skredfare, kartlegging av skredutsatte områder og planlegging av sikringstiltak. Etter hvert som nye fagområder er inkludert i virksomheten, har NGI også dekning av alle fagområdene som inngår i skredfaget:

- Numerisk modellering
- Hydrodynamikk
- Statistikk
- Geoteknikk
- Geologi
- Meteorologi
- Instrumentering

Skredgruppa på NGI utgjøres i dag av 8 personer med bred faglig bakgrunn og de fleste har lang erfaring. Skredfaget er basert på skjønn hvor erfaring spiller en stor rolle. Kombinasjonen av rådgivningsoppdrag og forskning er svært nyttig, idet den praktiske rådgivningen gir et viktig input til anvendelse av forskningsresultater, og forskningen er derfor rettet mot praktisk anvendelse.

Erfaringsmessig har det vist seg viktig å ha et samlet fagmiljø, fordi problemstillingene ofte er sammensatte med behov for jobbing i team der innspill fra personer fra ulike fag er viktig. Prosjektarbeidet ved NGI med flere personer involvert sikrer også at det ferdige produktet holder et godt faglig nivå.

NGI har et godt utviklet samarbeid med de store internasjonale aktørene innenfor snøskredfaget med utveksling av forskningsresultater og praktiske løsninger. NGI er også med i flere internasjonale forskningsprosjekt sponset av EU.

De faglige utfordringene NGI har konsentrert seg om i forskningen kan grovt deles inn i tre hovedområder:

- Risiko- og farevurderinger
- Kartlegging av skredutsatte områder
- Planlegging av sikringstiltak

Disse områdene dekker hovedutfordringene samfunnet har i forbindelse med det forebyggende arbeidet for å hindre skredulykker i fremtiden:

Hvor og når går det skred og hvordan sikrer vi oss best mot skredfare?

I artikkelen er det beskrevet bare en del av det totale forskningsarbeidet som foregår ved NGI, da det ville bli altfor omfattende å beskrive alle prosjektene. Til slutt følger en referanseliste som viser utvalgte forskningsartikler innenfor disse tre områdene og som kan studeres dersom noen ønsker å gå mer i detalj.

2. RISIKO- OG FAREVURDERINGER

2.1 Beregning av faregrad

Beregning av sannsynlighet for at objekt skal bli tatt av skred er blitt viet stor oppmerksomhet i vår forskning. Plan- og bygningsloven stiller som krav at ny bebyggelse skal ha lavere årlig sannsynlighet for å bli tatt av skred enn 10^{-3}. Dette tilsvarer et gjentagelsesintervall på 1000 år. For å kvantifisere sannsynligheten nærmere har vi utviklet en metode som kombinerer sannsynligheten for at et skred skal bli utløst med sannsynligheten for at skred skal oppnå en viss rekkevidde.

Sannsynligheten for utløsning av skred er avhengig av klimatiske og topografiske forhold. For de ulike skredtyper har vi analysert værforholdene som har ledet fram til at skred har blitt utløst. For snøskred er vind, temperatur og nedbør viktigste værfaktorer. I en fjellside med helning på 40° vil for eksempel en nysnømengde på over 50 cm i løpet av tre døgn være kritisk.

Tabell som viser sammenhengen mellom snøskredfare og nysnøsmengder

Summert nysnø for 3 døgn i cm	Skredaktivitet
< 10	Sjeldne, lokale skred, fortrinnsvis løs-snøskred
10 - 30	Hyppige løs-snøskred. Enkelte flakskred
30 – 50	Hyppige flakskred, fortrinnsvis i terreng brattere enn 35°
50 – 80	Generell fare for større skred, også i terreng ned mot 30°. Enkelte skred kan gå til dalbunnen
80 – 120	Hyppige store skred til dalbunnen, enkelte også utenfor kjente skredløp
> 120	Ekstraordinære forhold. Muligheter for sjeldne skred og skred som ikke tidligere er kjent

Vinden har også stort betydning i det transporten av fokksnø allerede begynner å bli betydningsfull ved vindhastigheter over 5 m/s. Erfaring viser at det i noen tilfeller kan inntreffe snøskred kun som følge av stor vinddrift forutsatt at det ligger mye løs snø på bakken når det blåser. Eksempel på en slik hendelse var skredulykken i Vassdalen ved Narvik i 1986 da 16 soldater omkom. Foranledningen til dette skredet var at det falt store snømengder 2-3 dager i forveien, mens det siste døgnet ikke falt nedbør. Avgjørende faktor var at det satte det inn med kraftig vind fra øst dagen før, noe som førte til stor avlagring av snø i de vestvendte fjellsidene i Vassdalen. Forskning har vist at et leområde kan få 3-4 ganger så mye snøavlagring når det blåser enn det nedbøren alene skulle tilsi. Mengden av vindtransporten er avhengig av vindhastigheten i tredje potens.

Klimatiske data gjør det mulig å beregne sannsynligheten for å få gitte nysnømengder i fra forskjellige vindretninger. Nedbørførende vindretning langs vestkysten av Norge er

stort sett fra sektoren SV-NV. Det betyr at fjellsider som vender mot NØ-SØ har størst skredhyppighet, og fjellsider med denne eksposisjonen har omtrent 10 ganger høyere hyppighet enn fjellsider som er vestvendt. Helningen på fjellsida har også stor betydning, og en fjellside med helning 30° må ha omtrent dobbelt så mye snøavlagring før det inntreffer skred enn en fjellside med helning 40°.

Også snødekkets sammensetning vil virke inn på kritisk snøtilvekst. Dersom det finnes løse sjikt med dårlig forankring mellom to snølag i snødekket skal det mindre snø til før det inntreffer skred enn i en snøpakke der de ulike lagene er godt festet til hverandre.

NGI har også drevet forskning på hvor store mengder vann i form av snøsmelting og regnvær som skal til før jordskred går til brudd. I alt er værforholdene forut for ca. 80 skredtilfeller undersøkt. Denne undersøkelsen viste at kritisk vanntilførsel innenfor et tidsrom kan uttrykkes som en prosentvis andel av normal årsnedbør. F.eks. er kritisk vanntilførsel i løpet av 12 timer 5% av normal årsnedbør, mens den kritiske verdien i løpet av 24 timer er ca. 8% av årsnedbøren. Dette tilsvarer vanntilførsel på 60 mm i løpet av 12 timer eller 100 mm i løpet av 24 timer i et område med årsnedbør på 1200 mm. NGI har utarbeidet en metode for å bergne snøsmeltingen som funksjon av temperatur og vindhastighet når luften er vannmettet. Ved gjennomgang av klimatiske data er det på bakgrunn av dette mulig å beregne sannsynligheten for at jordskred skal bli utløst i en akutt situasjon.

Beregning av sannsynlighet for at skred skal nå et bestemt punkt langs skredbanen kan gjøres ved å ta utgangspunkt i modellene for utløpsberegninger. Den samlede sannsynlighet blir sannsynligheten for at et skred skal bli utløst multiplisert med sannsynligheten for at et skred skal passere dette punktet.

Blikra ved NGU har utarbeidet en metode for å datere og bestemme skredtype på typiske avsetningsformer som for eksempel vifter som ofte ligger utover i dalbunnen. Ved å grave ut sjakter i disse skredavsetningene er det mulig å finne flere lag adskilt med humus der C_{14}-daterting gjør det mulig å datere de forskjellige lagene.

2.2 Akutt skredfarevurdering

DNMI har ansvaret for varsling av snøskredfare på et regionalt nivå. NGI har flere oppdrag knyttet til lokal varsling både for veier, jernbane og for kommuner. I dette arbeidet er det viktig å bruke erfaringer fra tidligere skredhendelser og gå systematisk gjennom værsituasjonen som førte til at skredene ble utløst. NGI har gjennom flere år gjennomført en slik systematisk analyse.

Hvor gode slike varsler blir er helt avhengig av at det foreligger representative meteorologiske data fra området det skal varsles for. Stasjonsnettet for værmålinger i Norge ligger altfor spredt, og i tillegg er det et problem at værregistreringer foretas med for lav hyppighet. Det er også en mangel på værstasjoner i fjellområdene. De topografiske forholdene fører til at været kan være svært forskjellig selv over korte avstander. Erfaring viser dessuten at skredfaren kan endre seg dramatisk over kort tid. Det er derfor et stort behov for en utbygging av flere automatstasjoner som registrerer værfaktorer minst en gang hver time.

Det er viktig å være klar over at varsling av snøskredfare er forbundet med usikkerhet, fordi faren er avhengig av et kompleks samspill av terrenget, værforhold og snødekkets sammensetning. Det er ofte vanskelig å vite eksakt hvordan lokale vindforhold påvirker avlagringen av vindtransportert snø. I tillegg har erfaring vist at snødekkets sammensetning varierer selv over korte avstander, og utløsningsområdene er ofte vanskelig tilgjengelige.

For veinettet har NGI vært med på å utvikle et program kalt "Nærmeste nabo". Dette programmet forutsetter at det finnes en værdatabase som inneholder relevante værdata og at det har vært foretatt systematiske registreringer av skredhendelser. Programmet finner tidligere værsituasjoner fra værdatabasen som ligner mest på den aktuelle dagen det skal utarbeides skredvarsel for. Deretter går man inn i skreddatabasen for å se om det ble utløst skred i disse værsituasjonene. Dette programmet har vist seg å være et godt hjelpemiddel, og det er grunn til å tro at dette programmet også vil utvikles til å kunne brukes for varsling av skredfare mot bebyggelse.

NGI har planer om å utvikle lignende programmer også for de andre skredtypene. Under det kraftige regnværet høsten 2000 på Østlandet hadde NGI en sentral rolle i forbindelse med vurdering av jordskredfare for bebyggelse som lå skredutsatt. I kontinentale innlandsstrøk synes det å være størst hyppighet av jordskred om våren i forbindelse med snøsmelting, men her var fjorårets høst et unntak. Jordskred kan også bli utløst i forbindelse med kortvarig og intens konvektiv bygenedbør, mens det langs kysten er størst aktivitet om høsten i forbindelse med langvarig regnvær ofte i kombinasjon med snøsmeltning.

I Mo i Rana har NGI gjennom flere år hatt ansvaret for varsling av sørpeskred mot E6, og det har blitt etablert flere automatiske værstasjoner i området. NGI har utviklet kriterier for varsling av sørpeskred basert på erfaring fra skredhendelser i området.

Analyser av værforhold forut for steinskred har vist at denne skredtypen er mindre korrelert med værfaktorer, fordi også andre forhold kan påvirke stabilitetsforholdene (for eksempel forvitring og rotsprengning). Det må derfor utvises forsiktighet med å varsle faren for steinskred kun basert på utviklingen i værsituasjonen. Det er likevel en overrepresentasjon av steinsprang om våren og høsten ved hyppige temperaturvekslinger rundt frysepunktet og kraftig regn eller snøsmeltning.

2.3 Risikokartlegging leirskred

NGI har utviklet en metode for vurdering av risiko i forbindelse med den kartlegging NGI og NGU har gjort av leirskred. Hver av fareområdene blir klassifisert etter en skala på fem risikonivå. I denne metoden inngår en kvantifisering av faren for skred i tre faregradsklasser og tre skadekonsekvensklasser mht. fare for skader på bebyggelse og infrastruktur.

Risikoklassen til en sone vil være bestemmende for prioriteringen av denne sonen i det videre arbeidet med sikring mot skred.

Tabell som viser fem risikoklasser avhengig skadekonsekvensklasse og faregradsklasse

Skadekonsekvens-klasse	Faregradklasse		
	Lav	Middels	Høy
Mindre alvorlig	1	2	3
Alvorlig	2	3	4
Meget alvorlig	3	4	5

3. KARTLEGGING AV SKREDUTSATTE OMRÅDER

NGI har hatt det faglige ansvaret for utgivelse av faresonekart på oversiktsnivå for snø-, stein- og kvikkleireskred. I tillegg har NGI utarbeidet en rekke detaljkart i ulike deler av landet. Det er et stort behov for kartlegging av skredfare i Norge, og dette arbeidet er antagelig det viktigste i det forebyggende arbeidet for å hindre skredulykke. I dette arbeidet er det avgjørende å ha inngående kjennskap til hvor skred blir utløst og dernest til rekkevidden eller utløpsdistansen skredene har utover dalbunnen.

3.1 Utløsningsområder

Utløsningsområdene til inntrufne snøskred har gjennom flere år blitt analysert i detalj med hensyn til terrengform, helnings-, vegetasjons- og grunnforhold og eksposisjon i forhold til fremherskende vindretning. Arbeidet har vist at snøskred kan bli utløst i terreng med helning mellom 30° og 60° der skogen ikke står for tett. I bratte helninger skjer det hyppige utglidninger av relativt små skred, mens det i slake fjellsider går lengre tid mellom hver gang skred går, men de kan til gjengjeld bli store. Videre har terrengformen stor betydning i det skredfaren er størst i typiske leområder som botner og skåler som samler mer snø enn fjellsida for øvrig. Av stor betydning har også fjellsidens eksposisjon, og fjellsider som ligger i le for fremherskende vindretning har vist seg å ha omtrent 10 ganger større utløsningshyppighet enn tilsvarende fjellsider som ligger vendt mot vinden.

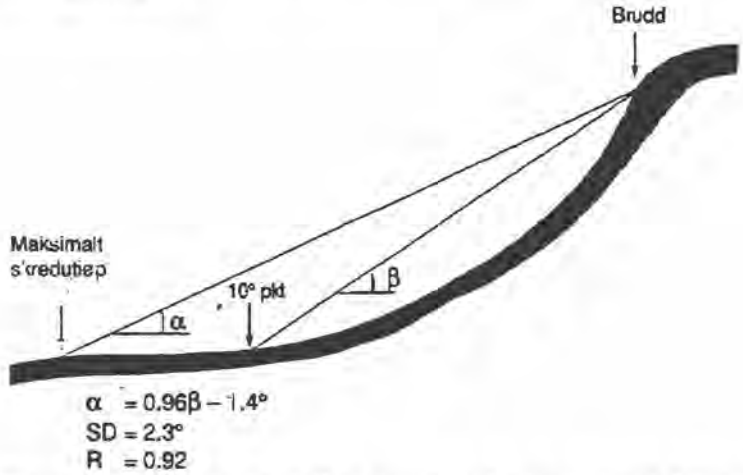
Jordskred blir gjerne utløst der terrenghelningen ligger mellom 30° og 40°. I brattere fjellsider vil jorddekket normalt ikke bygge seg opp i store mengder. Morenejordarter er mest utsatt. Vanligvis er det relativt grunne utglidninger i det øverste laget (0,5 –1,0 m) der røtter og frostpåvirkning fører til høyere permeabilitet enn den underliggende uforvitrete morene. Fjellsider som vender mot fremherskende vindretning er mest utsatt, fordi nedbøren som regel er mer intens her enn på lesiden. Menneskelig påvirkning som påvirker de naturlige dreneringsveiene har ofte en negativ effekt på stabiliteten, og mange av jordskredene blir utløst som resultat av at mennesker forstyrrer den naturlige hydrologiske balansen i skråningen. Flatehogst har også vist seg å ha en negativ effekt på stabiliteten, fordi røttene bidrar til å forankre den øverste delen av jorddekket.

Leirskred kan bli utløst i slakere terreng, og spesielt utsatt er skråninger der det skjer erosjon fra bekker og elver i skråningsfoten. Også for denne skredtypen har ofte menneskelig påvirkning vært medvirkende årsak til utglidninger.

3.2 Beregning av utløp

Metoder for beregning av rekkevidden til snøskred har vært ett av hoved satsningsområdene innenfor forskningsarbeidet. Både statistiske og dynamiske modeller er under stadig utvikling.

Den statistiske modellen har tatt utgangspunkt i kartlegging av over 200 skredbaner som er lagt inn i en database der lengste observerte utfall er korrelert med topografiske parametere. Den viktigste topografiske parameteren er fjellsidens gjennomsnittlige helning, β (figur 1)



Figur 1: Sammenhengen mellom snøskredutløp og terrenghelning i følge statistisk modell

Denne modellen er under stadig utvikling ettersom nye skred blir lagt inn i databasen.

I de dynamiske modellene der ulike friksjonsparametere kan varieres, har vært analysert og etterregnet i forhold til registrerte skred. Disse modellen gir foruten rekkevidden av skred også et hastighetsprofil langs skredbanen. Forsøksfeltet på Strynefjellet der vi foretar målinger av hastighet og trykkvirkninger fra et snøskred (Ryggfonn) som blir utløst flere ganger hver vinter enten naturlig eller ved bruk av sprengstoff, gir verdifull informasjon for å kalibrere parameterene som inngår i de ulike modellene.

I tillegg har vi utviklet et program som finner skredbaner i vår database som ligner mest på den skredbanen vi skal undersøke basert på en vekting av ulike topografiske faktorer etter hvor viktig de er for utløpsdistansen.

NGI har utviklet et program der alle de ulike beregningsmodellene er lagt inn under en felles overbygning. Dette programmet er et hendig saksbehandlerverktøy som gjør det mulig å foreta beregninger av utløp på en rask og effektiv måte med alle modeller inkludert og med muligheter for å fremstille resultatene grafisk på en oversiktlig måte.

Utløpsberegninger av steinskred blir også gjennomført ved hjelp av statistiske og dynamiske modeller. Som for snøskred er den statistiske modellen basert på kartlegging av tidligere utløp, og rekkevidden er korrelert med ulike topografiske parametere. I de

dynamiske modellene har energitapet (både kinetisk og rotasjon) i støtene mot bakken stor betydning. NGI har studert energitapet i steinsprang som er filmet og spesielt sett på hvor stort energitapet er for ulike typer materialer. Betydningen av blokkform spiller også en viktig rolle, og i kartleggingen av steinskred har rekkevidden av ulike blokkformer vært studert. Helleformede blokker med sirkulært tverrsnitt ser ut til å ha lengst utløp. I tillegg spiller volumet inn, i det store utfallsvolum har en tendens til å ha lengst utløpsdistanse.

Statistiske modeller for utløp av jordskred er også utviklet ved NGI.

Et annet viktig forskningsområde har vært å relatere utløp til returperiode, dvs. å kunne predikere hvor ofte et bestemt punkt på skredbanen blir truffet av et skred. I skredbaner med mange observasjoner over en lang tidsperiode finnes det flere statistiske fordelingsfunsjoner som kan anvendes (for eksempel Gumbel fordeling). NGI har også sett på metoder for å beregne returperiode for skredbaner der det er få eller ingen observasjoner av tidligere skred. Et viktig aspekt i dette arbeidet har også vært å se nærmere på hvilken usikkerhet som er knyttet til de ulike modellene for utløpsberegninger. Ved kartlegging av faregrenser kan denne usikkerheten angis ved at faregrensen angis som en sone, der bredden på sonen er et uttrykk for usikkerheten.

NGI har også utviklet en statistisk tilnærmingsmetode for å vurdere effekten av den økte skogtettheten som har skjedd i mange fjellsider både med hensyn til skredhyppighet og rekkevidde. NGI har også planlagt å se nærmere på effekten av eventuelle klimaforandringer med hensyn til endringer i skredaktiviteten og geografisk fordeling av de ulike skredtypene.

3.3 Beregning av flodbølger generert av skred

Mange av de store skredulykkene i Norge er knyttet til dannelsen av flodbølger når store skred (fjellskred) går ut i vann eller fjorder. Forskning utført av NGU har vist at rester av store fjellskred kan finnes på bunnen av flere norske fjorder, og denne skredtypen med påfølgende flodbølger representerer muligens den største risikoen for tap av menneskeliv i Norge. Basert på volum og hastighet på skredene og sjøbunnens topografi er det mulig å foreta beregninger av flodbølgers forløp (høyde og forplantning langs vannsystemene). Det ligger ennå store utfordringer i å videreutvikle beregningsverktøyet for denne faretypen, og NGI vil ta aktiv del i dette arbeidet.

3.4 Bruk av GIS i skredkartlegging

NGI har utviklet et verktøy for skredkartlegging lagt inn i en GIS løsning. I denne løsningen inngår håndtering av kartdata, metoder for beregning av utløsningsområder og utløpsområder og tilknytning til skred-databaser.

4 DIMENSJONERING AV SIKRINGSTILTAK

Både bebyggelse, veier og jernbane ligger utsatt for skredfare, og det er et stort behov for å gjennomføre sikringstiltak i vårt land. Bare i Hammerfest er behovet for sikring anslått til å koste 300 millioner kr. I dette arbeidet er det viktig å vite hvordan sikringstiltakene påvirker de fysiske prosessene i skredbevegelsen. NGI har gjennomført flere forskningsprosjekt som har sett nærmere på disse forholdene. Spesiell fokus har

vært rettet mot å få et bedre grunnlag for dimensjonering av høyden på voller, murer og gjerder i skredenes utløpsområde.

For snøskred har målingene som vært foretatt i forbindelse med fullskala-forsøket i skredet Ryggfonn på Strynefjellet gitt verdifull informasjon. Det er bygget en 15 m høy fangdam av løsmasser nederst i skredbanen, og etter hvert skred blir effektene av dammen på skredutløpet kartlagt i detalj. Det har også vært foretatt en detaljert kartlegging av hvordan naturlige rygger i terrenget har påvirket skredbevegelsen til skred som har gått. Utvikling av nye og bedre dynamiske modeller for skredbevegelse er også et kontinuerlig forskningsarbeide som er av avgjørende betydning.

Rent teoretisk (tyngdepunktsmodell) kan nødvendig høyde, H til en fang- eller ledevoll mot snøskred beregnes etter følgende formel:

$$H = \frac{(v \sin \phi)^2}{\lambda 2g} + h_f + h_s$$

v er skredhastighet (m/s)
φ er vinkelen skredbevegelsen danner mot vollens lengdeakse
λ (>1) er et mål for energitapet
g er tyngdens akselerasjon
h_f er skredets flytehøyde (m)
h_s er forventet snøhøyde på bakken

v kan beregnes etter dynamiske modeller. h_f er avhengig av skredvolumet og av kanaliseringsgrad. h_s må estimeres på bakgrunn av klimatiske data. Den største usikkerheten er knyttet til energitapet, λ som vanligvis ligger mellom 1 og 2.

For fangvoller er det også viktig kjenne til volumet av skredet. Utløsningsvolumet kan anslås på bakgrunn av størrelsen og snødybden i utløsningsområdet. Erfaring viser at volumet av skredet kan vokse når skredmassene river med seg snø nedover i skredbanen, og vi har i dag ikke god nok kunnskap om denne prosessen. Videre er det viktig å ha kunnskap til hvordan skredmassene bygger seg opp bak vollen.

For steinsprang har det blitt gjennomført flere studier av sprangforløpet med hovedvekt på bestemmelse av spranghøyder og energitap i støtene mot bakken. Det er også gjort analyser av hvordan energien til en skredblokk tas opp i ulike typer wirenett.

NGI arbeider nå med å videreutvikle de dynamiske beregningsmodellene utviklet for snøskred til også å kunne brukes for planlegging og dimensjonering av sikringstiltak mot jord- og sørpeskred ved å tilpasse parametere til andre materialer enn snø.

REFERANSER

Bakkehøi, S., Domaas, U. and Lied, K. (1983)
Calculation of snow avalanche run-out distance.
Annals of Glaciology 4, pp. 24 - 29.

Bakkehøi, S. (1987)
Snow avalanche prediction using a probabilistic method.
International Symposium, Avalanche Formation, Davos 1986, Proceedings.

Blikra, L.H. (1994)
Postglacial colluvium in western Norway. Dissertion for Doctor Scientarium Degree in Geology/Sedimentology. Geologisk Institutt, Universitetet i Bergen.

Domaas, U. (1985)
Rekkevidde til steinsprang. *Rockfall range.*
Norges Geotekniske Institutt *(Norwegian Geotehnical Institute)*, rapport/*report* 585000-1.

Domaas, U. (1992)
Geometriske metoder for å beregne steinsprangrekkevidde basert på empiriske data (in Norw.) Norges Geotekniske Institutt, rapport 585000-7.

Domaas, U. and C. Harbitz (1998)
Avalanche run-up heights on deflecting dams: Centre-of-mass computations compared to observations. NGI Publ. No. **203** (25 Years of Snow Avalanche Research at NGI, Anniversary Conference, Voss, Norway, 12-16 May, 1998, Proceedings). Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Revised version in Norwegian Geotechnical Institute, report **581210-4.**

Gregersen, O. og F. Sandersen (1989)
Landslide: Extent and economic significance in Norway.
In: Proceedings of the 28th Int. Geo. Congress: Symp. on Landslides/ Washington D.C./17 July 1989, edited by Brabb, E.E. and Harrod, B.L.

Harbitz C.B., Domaas U., Engen A. (1999). Design of Snow Avalanche Deflecting Dams. Proceedings of the Interpraevent 2000 Conference, 26^{th}-30^{th} June 2000, Villach, Austria.

Harbitz, C. (1992)
Generation, Propagation and Run-Up of Tsunamis Due to Landslides.
Ph. D. Thesis, University of Oslo, Department of Mathematics, June 1992.

Harbitz, C., G. Pedersen and B. Gjevik (1992)
Numerical Simulations of Large Water Waves Due to Landslides.
Jour. of Hydr. Eng., Vol. **119**, No. 12, Dec. 1993

Harbitz, C., D. Issler, and C. J. Keylock (1998)
Conclusions from a recent survey of avalanche computational models.
NGI Publ. No.**203** (25 Years of Snow Avalanche Research at NGI, Anniversary Conf. Voss, Norway, 12-16 May, 1998, Proceedings). Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.

Harbitz, C.B, G. Parker, A. Elverhøi, J.G. Marr, D. Mohrig, and P. Harff (in review).
Hydroplaning of subaqueous debris flows and glide blocks: Analytical solutions and discussion. Submitted for publication in Journal of Geophysical Research.

Harbitz, C.B., U. Domaas, and A. Engen (2000).
Design of Snow Avalanche Deflecting Dams. Proceedings of the 9th Interpraevent 2000 Congress, 26th – 30th June 2000, Villach, Austria, Vol. **1**, 383-396.

Harbitz, C.B., A. Harbitz, and F. Nadim (2001).
On Probability Analysis in Snow Avalanche Hazard Zoning. Accepted for publication in Annals of Glaciology, Vol. **32**, 290-298.

Hestnes, E. (1985)
A contribution to the prediction of slush avalanches. Ann. of Glaciol. 6, 1-4.

Hestnes, E., Andresen, L., Bakkehøi S. and Sandersen, F. (1987)
Meteorological significance to slushflow release. NGI-Report 58200-5.

Hestnes, E., Bakkehøi, S., Sandersen, F. and Andresen, L. (1994)
Weather and snowpack conditions essential to slushflow release and downslope propagation. International Snow Science Workshop, 30 October - 3 November, 1994, Snowbird, Utah, USA. Proceedings, 40-57.

Hestnes, E. and Sandersen, F. (2000)
The main principles of slushflow hazard mitigation. Interpraevent 2000, 26-30. June, Villach, Austria. Proceedings, Band 2, 267-280.

Irgens, F., B. Schieldrop, C. Harbitz, U. Domaas and R. Opsahl (1998)
Simulations of dense snow avalanches on deflecting dams.
Annals of Glaciology, Vol. **26**. Also in: Norwegian Geotechnical Institute, publ. **205** and report **581210-3**.

Keylock, C. og U. Domaas (1999)
Evaluation of Topographic Models of Rockfall Travel Distance for Use in Hazard Applications.
Arctic, Antarctic and Alpine Research, Vol. 31, No. 3, 1999, pp. 312 - 320

Lied, K. (1987)
The Avalanche Accident at Vassdalen, Norway, 5 March 1986.
Cold Regions Science and Technology, 15 (1988) pp. 137-150.

Lied, K. and Toppe, R. (1988)
Calculation of maximum snow avalanche runout distance by use of digital terrain models. Annals of Glaciology, Vol. 13, 1989.

Lied K. 1998: Snow Avalanche Experience through 25 Years at NGI. Norwegian Geotechnical Institute. Publ. No 203.

Sandersen, F., Bakkehøi, S., Hestnes, E. and Lied, K. (1996)
The influence of meteorological factors on the initiation of debris flows, rockfalls, rockslides and rockmass stability. In: Senneset, K. (ed): Landslides. Proceedings of the 7.th symposium on landslides, Trondheim, 17-21 June 1996, pp. 97-114.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

Sivilingeniør Petter Bryn
Norsk Hydro ASA

Skredmekanismer for Storeggaraset

Manus ikke levert i rett tid.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

BESLUTNINGSVERKTØY MED RISIKOVURDERING FOR BESTEMMELSE AV TILTAK MOT RAS

Risk analysis integrated in the decision process for measures against rock fall

Siv.ing. Bent Aagaard, senior ingeniørgeolog, O. T. Blindheim AS
Siv.ing. Arne Vik, Jernbaneverket/BanePartner

SAMMENDRAG

Å foreta korrekt vurdering av rasfare for forskjellige situasjoner er én av ingeniørgeologenes mange utfordringer. Erfarne fagfolk gjør som oftest denne vurderingen på en god måte, men det er ikke alltid at rasfaren blir vurdert ut fra en korrekt bruk av risikobegrepet eller at både tiltakskostnad og vedlikehold er vurdert. Denne artikkelen viser hvordan Jernbaneverket er i ferd med å ta i bruk et beslutningsverktøy for prioritering av tiltak mot ras der det er foretatt en detaljert konsekvens- og sannsynlighetsanalyse for bestemmelse av risikoen. Ved å se på nåverdirisikoen og kostnadene for tiltak for helt eller delvis å fjerne risikoen, kan nytte-/kostverdien benyttes for å prioritere tiltakene. I analysen er også vedlikeholdskostnadene tatt med i beregningene. Beslutningsverktøyet er bygd opp slik at alle vurderinger er dokumentert, og det lar seg også gjøre å etterberegne resultatene. Metodikken kan utvikles til å omfatte alle typer prosjekter der ras innebærer en uønsket konsekvens. Selv om kartleggingsverktøyet innebærer beregning av mange kostnadsfaktorer, er selve feltkartleggingen forenklet. Der kan ingeniørgeologen konsentrere seg om de faglige problemstillingene. Prioritering av tiltak kommer som et resultat av de samlede analysene.

SUMMARY

The evaluation of the risk connected to possible rock fall from cuts, slopes and tunnels has always been one of the most challenging parts of the work carried out by the rock engineers. Experienced engineers can judge the risk in a good way, but it is not often seen that the elements of probability, consequence, mitigation measure and maintenance are put into the right context. This article describes how the Norwegian Rail Authorities (Jernbaneverket) is developing a tool for evaluation of possible rock fall by using risk analysis in the decision process for measures against rock fall. By calculation of the discounted risk value and the cost of necessary measures to reduce or remove the risk, the benefit/cost ratio can be calculated. Also the maintenance costs are included in the calculations. The input to the calculations can be checked, and new calculations are possible for quality control. The method can be developed for use for all types of slides; rock, soil, snow or ice. The field work carried out by the rock engineer is simplified in the way that only probability and size of a rock fall is considered. Calculation of consequence and mitigation measures are done in the office and together all this will give the priority of measures to reduce the risk.

1 INNLEDNING

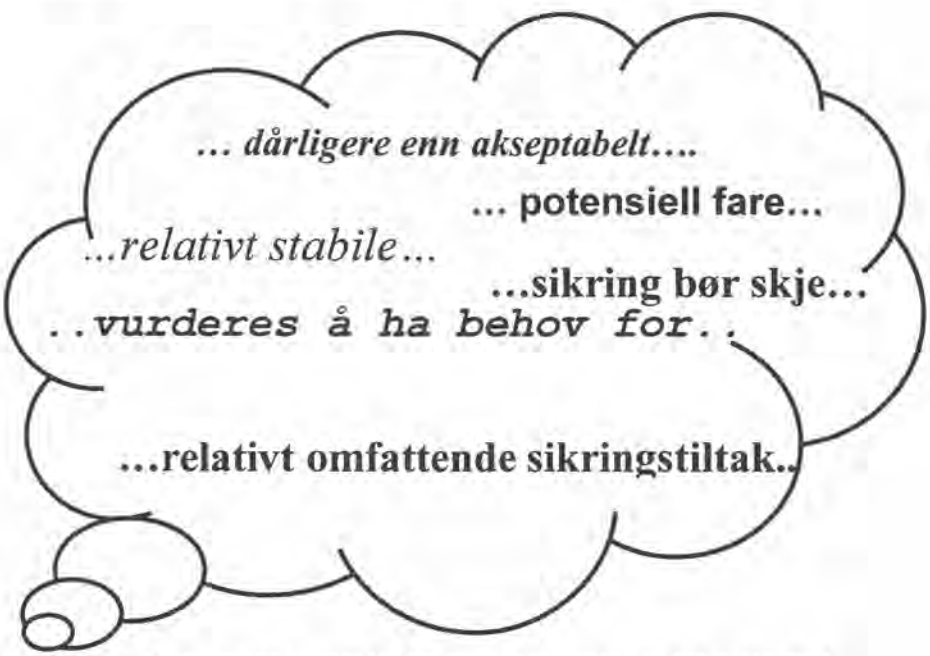
Faren for ras i tunneler og fjellskjæringer vurderes jevnlig av Jernbaneverket for at tiltak kan iverksettes for å redusere hendelser knyttet til ras. Metodikken i kartleggingen har imidlertid vært mangelfull og kvalitet og grad av dokumentasjon har vært vanskelig å vurdere i etterkant. Risikobegrepet har også blitt benyttet upresist, og dermed har argumentet for å anbefale et tiltak blitt tilsvarende unøyaktig.

Gjennom et utviklingsprosjekt har O. T. Blindheim AS etablert et kartleggingsverktøy der både konsekvens og sannsynlighet er blitt beregnet på en enhetlig måte som også lar seg kontrollere og etterprøve. Ved å angi en type tiltak som helt eller delvis fjerner risikoen, har det også vært mulig å beregne nytte-/kost-verdier og dermed foreta en prioritering av tiltak.

Kartleggingsverktøyet er utviklet spesielt for tunneler og fjellskjæringer for Jernbaneverkets behov, men metodikken er universell og kan utvikles til bruk for veger, kraftverkstunneler, snø- og is-problemer osv.

Det må presiseres at kartleggingsverktøyet ennå ikke er godkjent av Jernbaneverket. For tiden pågår en kvalitetskontroll av de konsekvenskostnadene som benyttes i risikovurderingen. Deretter må det også angis akseptkriterier, dvs. hvilken risiko som kan aksepteres og hvilken N/K-verdi som skal legges til grunn for prioritering av tiltak.

2 RASFARE – SUBJEKTIV VURDERING MED STOR VARIASJON



Figur 1: Vanlig brukte uttrykk for beskrivelse av rasfare og behov for tiltak

Hovedessensen i foredragstittelen går på "vurdering av rasfare", et emne som har gått igjen i utallige foredrag også på denne konferansen. Rasfaren må vurderes for alle prosjekter som plasseres i skjæring eller inn under skråning eller dalside. Men hva er så rasfare? Det man finner i rapporter og uttalelser i denne sammenhengen er ofte uttrykk som "stor rasfare", "ubetydelig rasfare" osv. Går man videre finner man kanskje at "stabiliteten er dårligere enn akseptabelt" eller at "skjæringen vurderes å ha behov for.....".

Når vi går inn i uttrykkene, finner vi at dette i stor grad er subjektive vurderinger som vil variere fra person til person og som er umulig å kontrollere eller finne noen dokumentasjon for. Nå skal det sies at vi aldri kommer utenom fagmannens skjønn. Ved raskartlegging vil det være ingeniørgeologens vurderinger av situasjonen som er og blir den mest kompliserte delen av beregningene. Det vil også dette foredraget vise.

Poenget er imidlertid at det som gjøres må være transparent, inputen i beregningene må kunne spores, dataene må kunne etterprøves og dokumentasjonen må være tilfredsstillende. Dessuten må uttrykkene benyttes presist. Når den såkalte rasfaren vurderes, må vi være bevisste på at vi i realiteten gjennomfører en risikoanalyse, der konsekvens og sannsynlighet er vurdert.

Rasfare er et uttrykk for at det er en viss sannsynlighet for ras, men det er lite i uttrykket som sier noe om hvor stor konsekvensen er. Hvis raset ikke gir nevneverdige konsekvenser, så er det heller ikke aktuelt å sette i gang tiltak for å forhindre raset. Dersom vi vurderer rasfaren som for stor, har vi enten kommet fram til at konsekvensen eller sannsynligheten for ras er for stor. Dersom vi går videre og foreslår tiltak som helt eller delvis fjerner rasfaren (les: risikoen), har vi faktisk foretatt en komplett nytte-/kost-beregning og funnet at $N/K > 1$.

Kort beskrevet går dette foredraget ut på å dokumentere hvordan uttrykk som "... (fjellskjæringen) vurderes å ha behov for...." kan underbygges og etterprøves.

3 RISIKOANALYSE

Det er sagt før, men det må gjentas:

$$RISIKO = SANNSYNLIGHET \times KONSEKVENS = P \times K$$

Ved utviklingen av beslutningsverktøyet er det utført separate analyser av sannsynlighet for ras og konsekvenser dersom raset inntrer.

Sannsynligheten, P, må være knyttet til en tidshorisont. P angir sannsynligheten for at et ras/nedfall skjer i løpet av en bestemt periode, tidshorisonten L. For kartleggingen sin del har det vist seg at det er viktig å skille mellom enkelthendelser og hendelser som skjer jevnlig. I det siste tilfellet uttrykkes sannsynligheten som frekvens.

Konsekvensen, K, regnes i kroner og må innbefatte alle kostnader forbundet med hendelsen, også verdiskade og den verdien som kan settes på skade på mennesker eller tap av menneskeliv. Risikoen kan dermed også uttrykkes i kroner.

For å beregne risikoen, må vi altså vite hva sannsynligheten for ras/nedfall er, og hvilke konsekvenser et ras/nedfall får. Dette må analyseres hver for seg, og nedenfor er dette behandlet i egne kapitler for sannsynlighetsanalyse og konsekvensanalyse.

Når så risikoen er beregnet, må vi også ha en formening om hvor stor risiko som kan tillates før tiltak må iverksettes. Det er da viktig at vi har klart for oss at risikoen ikke nødvendigvis skal elimineres, men at risikoen knyttet til nedfall skal være akseptabel. Selv om det gjennomføres tiltak, er det oftest knyttet en viss usikkerhet til at nedfall likevel vil inntreffe, kanskje i mindre skala eller sjeldnere. Dette kan defineres som restverdirisiko, RVR, og må tas i betraktning ved vurdering av nytteverdien av tiltaket.

3.1 SANNSYNLIGHETSANALYSE

Ras og nedfall av stein er velkjent for Jernbaneverket og tiltak gjøres kontinuerlig både for å hindre at ras/nedfall skjer og for å hindre at påkjørsel med toget skjer når et ras/nedfall har inntruffet. I en sannsynlighetsanalyse må man derfor se på alle de forhold som påvirker både

a) sannsynlighet for at ras/nedfall skjer
og
b) sannsynlighet for at det skjer en påkjørsel av raset eller at tog blir truffet av ras/nedfall.

For vurdering av a) vil dette være opp til den ingeniørgeologen som kartlegger. Sannsynligheten for at et tog blir truffet av raset er svært liten, og vil ikke bli tillagt vekt i beregningene. Det er videre viktig å merke seg at det ikke skjer særlig økning i ras som blir påkjørt selv om trafikken på en strekning øker. Dette er fordi det kun vil være det første toget etter raset som kjører inn i raset, og da er det uvesentlig om raset skjedde 2 minutter eller 2 timer før toget kom.

3.2 ESTIMERING AV SANNSYNLIGHET FOR RAS VED FELTKARTLEGGING

Innenfor fagfeltet ingeniørgeologi blir såkalt "rasfare" som oftest angitt som en vurdering; "moderat", "liten" osv. For å beregne risiko, må sannsynligheten angis som en tallverdi. Nedenfor er det gitt en beskrivelse av hvordan en slik tallverdi kan anslås under feltkartleggingen og hvordan sannsynligheten for ras på en parsell må vurderes opp mot statistiske verdier.

3.2.1 Enkelthendelse og frekvens

Hendelser som er knyttet til ras og nedfall kan betraktes på to forskjellige måter. *Enkelthendelse* er en hendelse som skjer én gang. Begrepet "en gang" må ikke tas bokstavelig. Deler av et bergmasseparti kan rase ut i flere omganger, men én blokk kan rase ut kun én gang.

Hendelser som skjer som følge av andre gjentagbare hendelser og som nødvendigvis ikke skjer hver gang mulige utløsende hendelser opptrer (steinsprang som følge av sterk

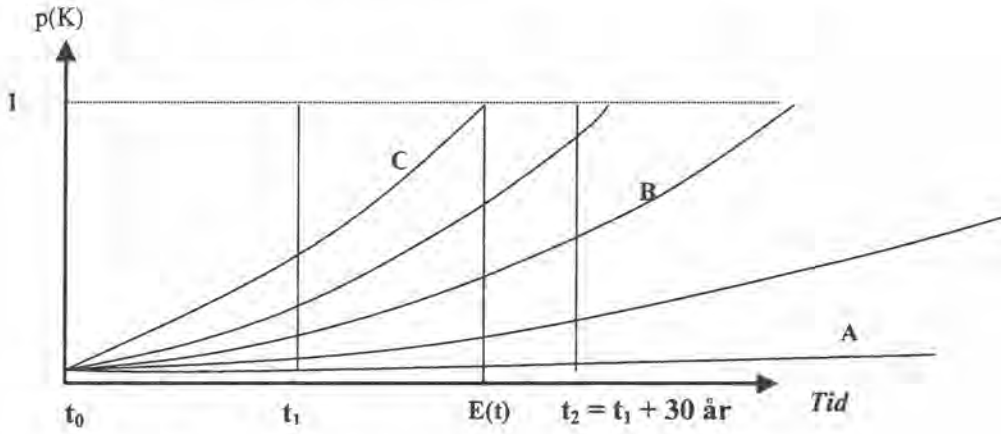
nedbør/frost/tining, snøras) har en viss hyppighet for gjentagelse. Vi kan da snakke om en returperiode, R, for en hendelse eller *frekvens, 1/R,* for en type hendelse.

Det finnes også en slags mellomtilfeller. Etter at en engangshendelse har skjedd, vil det ofte foregå mindre ras i en periode dersom det ikke gjøres spesielle tiltak på rasstedet. Ett område kan dermed betraktes å kunne gi både en enkelthendelse for ras og senere en frekvens for ras.

For kartleggingen og vurderingen i felt vil de to tilfellene måtte betraktes på to forskjellige måter for at nåverdirisikoen skal kunne beregnes.

Enkelthendelse
Hvis det skal ha noen hensikt å snakke om sannsynligheten for slike hendelser, må man definere en tidshorisont fra analysetidspunktet (t_1) fram til analyseperiodens slutt (t_2), og stille spørsmålet: "Hva er sannsynligheten for at hendelsen inntrer i løpet av denne perioden?"

Hvilken tidshorisont som skal velges, må ses ut fra levetiden til objektet (kan være en delstrekning) eller hvilken praktisk tidshorisont som kan benyttes for en vurdering av tiltak og varigheten av dette. Selv om levetiden for et objekt ofte settes til 50 år, kan det være fornuftig å betrakte en litt mer overskuelig tidshorisont når perioden velges. 30 år kan da være en periode som både fanger opp "uendeligheten" og er nær nok i tid til at sannsynlighet for nedfall kan vurderes innenfor denne perioden. 30 år er også valgt i denne studien.



Figur 2 Sannsynligheten for en uønsket rashendelse

Figur 2 illustrerer hvordan sannsynligheten for et nedfall øker med tiden, dvs. tiden virker destabiliserende. Kurvene illustrerer flere ting. For det første er det verdt å merke seg at prosesser som kan føre til ras har kunnet virke i hele perioden etter bygging, representert ved tidspunktet t_0. For det andre øker sannsynligheten med tiden for at det skal skje et ras. Dette er illustrert med kurver som følger en annen- eller kanskje tredjegradsligning. Videre er sannsynligheten for ras forskjellig avhengig av forholdene på stedet. Kurve A viser et parti som er stabilt, men som over svært lang tid, flere hundre eller 1000 år, vil bli mer og mer

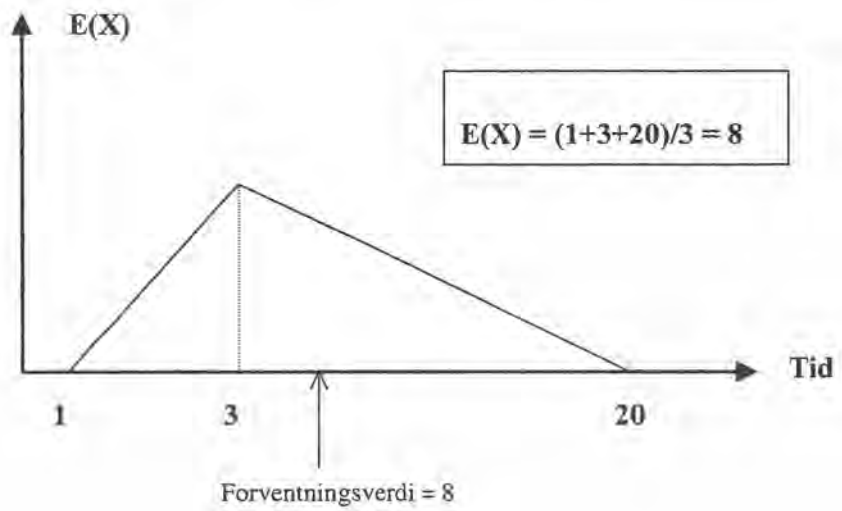
ustabilt. Kurve B viser et objekt som antas å rase omkring 50 år etter observasjonstidspunktet, t_1. Kurve C viser et objekt som forventes å rase før betraktningsperioden har utløpt. Forventet hendelsestidspunkt er angitt med E(t), se nedenfor.

Dersom t_1 er observasjonstidspunktet og t_2 analyseperiodens slutt, må altså sannsynligheten for at hendelsen skal inntreffe vurderes. Et foreløpig estimat på dette må alltid vurderes under feltkartleggingen.

Enkelte "løse blokker" kan med stor sikkerhet antas å rase ut i løpet av 30 år. Dermed kan sannsynligheten for at hendelsen inntreffer settes til 1. Den andre ytterligheten er at det er "helt usannsynlig" at hendelsen inntreffer i løpet av 30 år. Verdien p(K) kan da settes til for eksempel 0,01. Uttrykt på en annen måte betyr dette at kun 1 av 100 liknende tilfeller vil rase i løpet av 30 år. I praksis kan dette for eksempel være en del av en fjellside, kanskje med overheng, som skal vurderes i et langt tidsperspektiv.

Mellom disse verdiene fins det da et stort variasjonsområde som indikerer varierende grad av sannsynlighet. En verdi 0,5 kan bety at det er "trolig, men ikke sikkert", 0,1 indikerer kanskje "lite trolig" osv.

Det neste punktet som må besvares er: Hvis raset skjer, når antas det å skje? Dette er en nærmest umulig oppgave, men det er like fullt det ingeniørgeologen forventes å ha svar på eller i det minste er den nærmeste til å gi en kvalifisert vurdering av. For å hjelpe på muligheten for å komme i nærheten av riktig svar, kan det være fornuftig å angi et trippelanslag. Laveste anslag er "den korteste tiden det går inntil raset kommer, t_{min}". Deretter angis antatt verdi, t_{ant}, og til slutt "den lengste tiden som kan gå før raset kommer, t_{maks}". Forventningsverdien kan da beregnes som $E(t) = (t_{min} + t_{ant} + t_{maks})/3$.



Figur 3 Trippelanslag for forventet tidspunkt for ras

Frekvens av hendelser

Betraktes en strekning, tunnel eller skjæringsparti, eller en dalside, kan det ofte registreres at nedfall av en viss størrelse skjer med en viss hyppighet. Vi kan da snakke om en frekvens på en type hendelse, og kartleggingen er da ikke gjort så detaljert at de ustabile partiene er konkret avmerket i terrenget eller på kart.

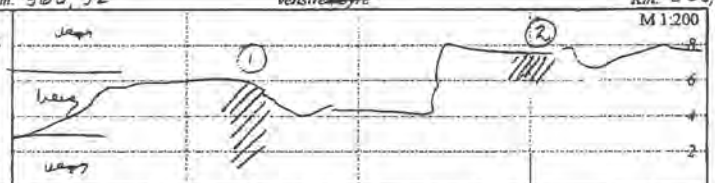
Denne betraktningsmåten kan benyttes når situasjonen enten er uoversiktlig eller gjentar seg hyppig. Eksempler kan være iskjøvingsproblemer som skjer årvisst eller nedfall av mindre stein og blokk fra skjæringer. Også enkelte typer jord- og steinras fra dalsider kommer i denne kategorien siden mange av disse også gjentar seg, men er vanskelig å kartlegge.

3.2.2 Kartleggingsskjema

For å benytte den måten å vurdere sannsynlighet på som angitt ovenfor, er det utarbeidet et kartleggingsskjema for detaljkartlegging i fjellskjæringer.

Jernbaneverket Hovedkontoret
Banestrekning: Nordlandsbanen
RASVURDERING I FJELLSKJÆRING
Skjema nr.: 1
Parsell:

Km: 565,32 venstrebane Km: 565,96



For enkelthendelser:
-Vurder sannsynligheten for ras i løpet av 30 år.
-Gjør trippelanslag for når hendelsen antas å inntreffe.

For gjentatte hendelser:
-Angi frekvens.

				← Før Etter →			← Før Etter →			← Før Etter →
Størrelse, m³:			15	①	15	20	②	1		3
Enkelthendelse: Sannsynlighet for ras: p(k)			1,0	TILTAK	0,1	0,5	TILTAK	0,2		TILTAK
Når antas raset å skje? Ant.år	Tidligst:		1	15 bolter	25	3	Nedspr.	5		
	Antatt:		5		100	25	20 m² +	30		
	Senest:		20		300	100	20 bolter	100		
Frekvens (ras pr.år):			—		—					

Konsekvensfaktorer:		
kf_1:	1,0	Tilgjengelighet
kf_2:	1,0	Terrengform
kf_3:	1,0	Siktavstand

BESKRIVELSE:
Grovoppsprukket
Kalkglimmergneis
Bakoverhelt

Sprekkeåpning 0,1 - 0,3 m
Delvis omvandlet gneis

DATO: 25/4-01
VURDERT AV:
Firma:
Sign.: BBR

O. T. Blindheim AS
Rapport 2400.01
Vedlegg 7.3

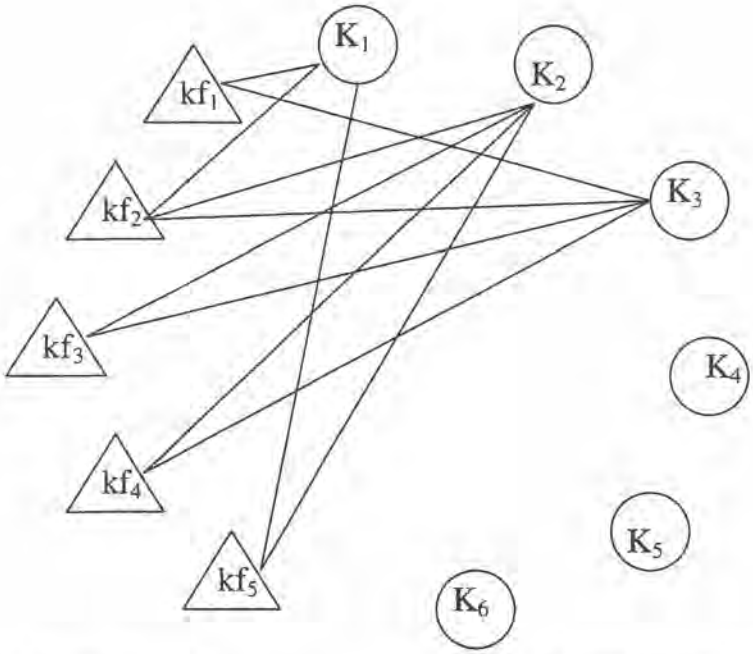
Figur 4 Eksempel på utfylt kartleggingsskjema for rasvurdering i skjæringer

Eksempelet viser en skjæring hvor to potensielle rassteder er identifisert. I tillegg til at størrelsen på et mulig ras må anslås, må sannsynligheten for at ras inntreffer anslås. Deretter må et tiltak vurderes og den samme vurderingen gjøres etter at et tenkt tiltak er utført. I eksempelet er to forskjellige tiltakstyper vurdert.

Et av hovedpoengene med hele kartleggingsverktøyet, er at ingeniørgeologen under kartleggingsarbeidet kan konsentrere seg om de fagmessige sidene ved problemet og ikke de eventuelle konsekvensene et ras innebærer. Ved kartleggingen nedtegnes nødvendige data om geologi og stabilitet der en vurdering av sannsynligheten for ras er sentralt. Også størrelsen på et mulig ras må selvfølgelig vurderes. De konsekvensfaktorene som skal angis på skjemaet, er kun en stadfesting av geografiske og geometriske forhold på stedet; sikt for togfører, terrengform og avstand til stasjon eller veg.

3.3 KONSEKVENSANALYSE

For å beregne konsekvensen, kan det være nyttig å sette opp alle faktorene som har betydning ut i fra en konsekvenskostnad, K_x, for deler av skaden som så påvirkes av verdien på de såkalte konsekvensfaktorene, kf_x, se figur 5.



K er konsekvensverdi

K_1	=	Fjerning, rydding, infrastruktur
K_2	=	Materielle skader på tog
K_3	=	Skadde/døde
K_4	=	Togforsinkelser
K_5	=	Miljøskader
K_6	=	Tap av renommé

kf er konsekvensfaktor

kf_1	=	Tilgjengelighet av rassted
kf_2	=	Terrengform på rassted
kf_3	=	Togtype
kf_4	=	Hastighet av tog
kf_5	=	Siktavstand

Figur 5 *Elementer som har betydning for konsekvensen*

Tabell 1 Størrelse på ras og beskrivelse av rassted

Beskrivelse av rassted	Størrelse på mulig nedfall	Kommentar
Tunnel og skjæring	< 0,5 m^3	
Tunnel og skjæring	0,5-5 m^3	
Skjæring (og tunnel)	5-25 m^3	Ras over 5m^3 i tunnel er sjelden
Skjæring/dalside	25-100 m^3	
Skjæring/dalside	100-500 m^3	
Dalside	> 500 m^3	Type skred av både berg og jord

Konsekvensen av et ras/nedfall avhenger av en rekke faktorer. Det er nærliggende først å tenke på størrelsen av et ras når konsekvensen skal vurderes, og det er stort sett denne faktoren som må vurderes av ingeniørgeologen under en befaring. Det er imidlertid en rekke andre faktorer som spiller inn ved vurdering av konsekvens, men disse faktorene kan vurderes uavhengig av kartleggingen.

Konsekvens må beregnes i kroner dersom risikoen skal kunne angis. Dette innbefatter at også personskader og tap av menneskeliv må angis med et beløp. Dette beløpet må inkludere både det tap som den skadde/døde får for seg eller sin familie og de samfunnsmessige tapene som følger; sykepenger, uførepensjon, etc. Det er allment akseptert at et menneskeliv settes til en verdi på 20 mill. kr (2000-kroner) i slike betraktninger.

Nedenfor er konsekvenskostnaden, K, beregnet som summen av seks hovedelementer som har varierende størrelse alt etter hvilke såkalte konsekvensfaktorer som benyttes.

$$K = K_{Skade} + K_{Rydding} + K_{Personer} + K_{Forsinkelse} + K_{Miljø} + K_{Renommé}$$

$$K_{skade} = K_1 \times (kf_2 + kf_3 + kf_4 + kf_5 - 3)$$

$$K_{Rydding} = K_2 \times (kf_1 + kf_2 - 1)$$

$$K_{Personer} = K_3 \times (kf_1 + kf_2 + kf_3 + kf_4 + kf_5 - 4)$$

(tall i parentes er valgt slik at K = 1 når alle konsekvensfaktorer er 1)

$K_{Forsinkelse}$ **er beregnet ut fra forsinkelse og kostnad per tidsenhet ved forsinkelsen**

$K_{Miljø}$ **er vurdert ut fra miljøskade fra farlig gods som blir eksponert**

$K_{Renommé}$ **er vurdert ut fra tap i passasjertrafikk etter store ras (med stor konsekvens)**

der

K_1 = Materielle skader på tog
K_2 = Fjerning/opprydding/infrastruktur
K_3 = Skadde/døde personer

K_1, K_2 og K_3 = Direkte kostnader som følge av raset. ("Raset skjer på lett tilgjengelig sted")

Konsekvensfaktorene er

kf_1 = Tilgjengelighet av rassted
kf_2 = Terrengform på rassted
kf_3 = Trafikktype
kf_4 = Hastighet av tog
kf_5 = Siktavstand

3.4 NÅVERDIRISIKO

Beregning av konsekvens og sannsynlighet for en hendelse gjør det mulig å beregne risikoen knyttet til hendelsen. For å kunne sammenligne hendelser som antas å skje på forskjellige tidspunkt, er det nødvendig å beregne nåverdirisikoen, NVR. Nedenfor er nåverdien beregnet både for enkelthendelse og for gjentatte hendelser.

$$NVR = \frac{P(K) \bullet K}{(1+r)^{E(t)}} \qquad \text{for enkelthendelse}$$

$$NVR = \frac{1}{R} \bullet K \bullet \frac{(1+r)^{L} - 1}{(1+r)^{L} \bullet r} \qquad \text{for gjentatte hendelser}$$

der

- P(K) sannsynligheten for hendelsen
- K konsekvensen
- r rentefoten
- E(t) forventet tid før hendelsen inntreffer
- L tidshorisonten
- R returperioden
- 1/R frekvensen

Etter at et tiltak er gjennomført, kan risikoen være eliminert. Det er imidlertid like ofte at det fortsatt er en viss risiko til stede etter at tiltaket er gjennomført. For eksempel er rensk ofte bare et utsettende tiltak og en boltesikring kan være mangelfull både i mengde av bolter og for det arealet som dekkes. Derfor bør det beregnes en restrisiko, etter tiltaket.

4 TILTAK FOR Å FJERNE ELLER REDUSERE RISIKO

Når det gjelder utfordringer knyttet til sikring mot ras og skred, arbeides det i JBV med flere typer tiltak. Tiltakene er forsøkt kategorisert nedenfor:

4.1 TYPER AV TILTAK

- Tiltak som hindrer raset i å løsne
  - Fjellrensk, bolting, nett, sprøytebetong og betongutforing benyttes i fjellskjæringer og tunneler med ustabilt fjell.
  - Samlegjerder settes opp for å få snøen til å legge seg på et bestemt sted. I skredsammenheng settes gjerdene opp slik at snøen akkumuleres før hengkanten, i stedet for like under hengkanten.
  - Drenering: God grøfting, både i terrenget og langs linja, er gode tiltak mot løsmasseskred og utglidninger. Godt fungerende stikkrenner er veldig viktig for å unngå utglidning av banelegemet.
  - Senking av grunnvann kan være et tiltak for å hindre mindre løsmasseskred ned på linja.
  - Plastring av fyllingsfot gjøres for å hindre at bekker/elver/sjø graver på fyllingsfoten og er et godt tiltak for å hindre utglidning av banelegeme.

- Tiltak som hindrer raset i å nå linja
  - Fangvoller og ledevoller benyttes for å stoppe/lede flomskred og snøskred, gjerne sammen med overbygging av linjen.
  - Fanggjerder som stopper steinblokker

- Tiltak som hindrer toget å kjøre inn i ras
  - Nedsatt kjørehastighet i rasutsatte partier
  - Rasvarslingsanlegg kan benyttes både mot stein-, jord- og snøskred. Det finnes flere ulike systemer, men i Norge brukes mest rasvarslingsgjerder. Andre aktuelle anlegg kan være geofoner eller videoovervåking med bildegjenkjenning.
  - Visitasjon: Områder som vanligvis er stabile kan bli ustabile ved spesielle værforhold. Ekstra linjevisitasjon er derfor gunstig for å hindre påkjørsel av ras eller å kjøre inn i område der banelegemet er glidd ut.

- Tiltak som begrenser skadene når toget kjører inn i ras
  - Nedsatt kjørehastighet i rasfarlige partier
  - Plog på toget for å ta unna mindre steinsprang
  - Ledeskinner for å hindre avsporing
  - Setebelter for å hindre at passasjerene blir slengt forover ved bråstopp
  - Nett på bagasjehyllene for å forhindre at man blir truffet av flyvende bagasje

- Andre tiltak
  - Poretrykksmålere: Målingene kan vise når det ikke lenger er forsvarlig å kjøre tog fordi det med stor sannsynlighet kommer til å gå et jordras.
  - Opplæring

- Laserteknologi
- Vannstandsmåling
- Linjeomlegging: man unngår hele den rasutsatte strekningen.

4.2 TILTAKSKOSTNAD

For å fjerne eller redusere risikoen må ett eller flere av tiltakene som er nevnt over gjennomføres. Kostnaden for dette beregnes og inngår som en del av nytte-/kost-begrepet, se nedenfor. Vanligvis vil det være mest korrekt å se på kostnaden dersom arbeidet kan utføres på mest effektive måte, fortsatt under forutsetning av at togtrafikken går uhindret.

4.3 VEDLIKEHOLDSKOSTNAD

På tross av at tiltak gjennomføres, vil det som regel være behov for rutinemessig vedlikehold for å opprettholde det sikkerhetsnivået som ble etablert ved hjelp av tiltaket. Kostnaden av dette vedlikeholdet kan være vanskelig å beregne både fordi det kan være mangelfull informasjon om kostnadene knyttet til dagens vedlikehold og ikke minst det nivået som vil være nødvendig etter at tiltaket er utført.

For enkelte typer rashendelser, for eksempel snø- og isras, kan det være hensiktsmessig å sammenligne risikonivået både med og uten tiltak. Dersom det ikke gjennomføres spesielle tiltak, må vedlikeholdsnivået være høyere, men noen ganger kan dette gi lavere kostnad med samme grad av risiko.

5 NYTTE-/KOST-BEREGNING OG PRIORITERING AV TILTAK

Nytte-/kostverdien, N/K er beregnet som

$$\frac{N}{K} = \frac{NVR - RVR}{NVT + NVV}$$

der

NVR = Nåverdirisikoen før tiltak
RVR = Restverdirisikoen etter tiltak
NVT = Nåverdi av tiltakskostnad
NVV = Nåverdi av årlig vedlikehold

Etter vanlige nytte-/kostverdier er alle tiltak som gir $N/K > 1$ lønnsomme.

I våre beregninger er nytte-/kostverdien benyttet direkte til en rangering av hvilke risikoelementer som bør fjernes først. N/K-verdien ble beregnet til mer enn 10 for mange av lokalitetene, hvilket kan bero på flere forhold:

- tiltakskostnaden for å fjerne risikoen kan være liten
- sannsynligheten for at hendelsen inntrer kan være stor eller
- konsekvensen dersom hendelser inntrer, er stor.

En praktisk gjennomføring av tiltakene vil avhenge av hvordan selve tiltaket kan gjennomføres på en effektiv måte. Det sier seg selv at enkelte lavere prioriterte tiltak kan være fornuftig å utføre fordi ekstrakostnaden ved å utføre tiltaket i sammenheng med et annet, og viktigere tiltak, kan være liten.

I kapittel 6 er det gitt eksempler på N/K-beregninger fra en kartlegging langs Nordlandsbanen.

6 EKSEMPEL FRA KARTLEGGING AV SKJÆRINGER LANGS NORDLANDSBANEN

6.1 STATISTISK HYPPIGHET AV RASHENDELSER VURDERT MOT ANSLÅTT RASHYPPIGHET

O. T. Blindheim AS har benyttet kartleggingsverktøyet for første gang ved en kartlegging av en 90 km lang strekning på Nordlandsbanen. Under kartleggingen er sannsynligheten for ras vurdert for hvert enkelt tilfelle. For å vurdere om de estimatene som er gjort under feltkartleggingen er i riktig størrelsesorden, er det gjort en sammenligning med de tallene Banedatabanken (BDB) angir med hensyn på antall ras. Rashyppigheten på Nordlandsbanen totalt er 12,0 ras per år ut fra statistikken de siste 20 år. Det er registrert ca 56 ras på den kartlagte strekningen over de siste ca 40 årene, dvs. ca 1,4 ras per år.

Tabell 2 Anslag for rasfrekvens på bakgrunn av feltkartleggingen

Størrelse av ras m^3	**Strekning 40 km**		**Strekning 50 km**	
	Sannsynlig antall ras per år	Sannsynlig antall ras per år, konservativt [1)]	Sannsynlig antall ras per år	Sannsynlig antall ras per år, konservativt [1)]
< 0,5	0,067	0,145	0,133	1,005
0,5 – 5	0,510	2,105	1,607	4,842
5 – 25	0,100	0,182	0,862	1,506
25 – 100	0	0	0,167	0,468
Sum	**0,667**	**2,432**	**2,769**	**7,821**

[1)] Det antas at et nytt tilsvarende ras skjer med samme returperiode

For hele strekningen viser kartleggingen at det antas å skje 3,44 ras per år. De to andre kolonnene angir et konservativt anslag som innebærer at det etter et ras går like lang tid til et

nytt ras skjer på samme sted (selv om det antatt ustabile partiet allerede har rast ut). Med en slik betraktning vil det rase ca 10 ganger per år på hele strekningen.

Det er tre vesentlige forhold som må kommenteres i tilknytning til dette. For det første vet man at det har vært en betydelig underrapportering av ras helt fram til 1997. Spesielt en del mindre ras har dermed ikke kommet inn i statistikken. Man kan anta at det i virkeligheten har vært mellom 50 og 100% flere ras, dvs. at det totalt har vært mellom 2,1 og 2,8 blokkras per år på denne strekningen.

Det andre forholdet er at det også er en sannsynlighet for at det skal rase i områder som ikke har blitt entydig definert under kartleggingen. Det betyr at antall ras per år må forventes å være noe høyere enn det som kartleggingstallene viser, kanskje mellom 20 og 50%. Kartleggingen angir dermed at det vil komme mellom 4,1 og 5,2 ras per år.

Til sist må det også angis at sannsynligheten er angitt ut fra at tiltak ikke er utført. Det er rimelig å anta at det vedlikeholdet som foretas, systematisk eller tilfeldig, reduserer faren for nedfall.

Avviket mellom kartlagt sannsynlighet og statistikken kan sies å være lite, hvilket kan tas som en indikasjon på at kartleggingsmetoden kan benyttes til å angi sannsynligheten for ras.

6.2 EKSEMPEL PÅ KONSEKVENSVURDERING FOR STREKNINGEN

For å illustrere hvordan konsekvenstallene og konsekvensfaktorene til slutt gir et samlet konsekvenstall for en gitt rasstørrelse, er det laget et eksempel på konsekvenskostnaden for en strekning med Baneprioritet 3, for eksempel Nordlandsbanen. (Jernbaneverket har delt inn i 5 prioritetsklasser for hele Norge, hvor for eksempel Ofotbanen og området rundt Oslo har høyeste prioritet, Baneprioritet 1).

For ras i tunnel er kun ras < 25 m^3 tatt med. Større ras må anses som nærmest utelukket under forutsetning av at regelmessig inspeksjon fortsetter på omtrent samme nivå som praktiseres i dag. I eksempelet nedenfor er konsekvensen beregnet for en gitt fordeling av trafikktype og en hastighet på strekningen på 95 km/t. Siktavstanden er 200 m. For tunnel er terrengform på rassted, kf_2, gitt og har konsekvensfaktor 1,5. Tilgjengeligheten til rassted er dårlig og kf_1 er derfor satt til 2,5.

Med dette som forutsetninger blir konsekvensen i henhold til tabell 3.

Tabell 3 *Konsekvens av ras i en tunnel på en gitt parsell med Baneprioritet 3, tunnel langt fra stasjon/veg, hastighet 90 km/t*

	Konsekvens i 1000 kr	
Størrelse på ras, m^3	Ytterste 250 m av tunnelen	Mer enn 250 m inn i tunnelen
< 0,5	69	75
0,5 - 5	595	659

5 - 25	1695	1858

Dersom dette hadde vært en tunnel nærmere stasjon og tiltaket hadde vært reduksjon i kjørehastighet, villee konsekvenstallene blitt som i tabell 4.

Tabell 4 *Konsekvens av ras i en tunnel på en gitt parsell med Baneprioritet 3, tunnel nær stasjon, hastighet 40 km/t*

	Konsekvens i 1000 kr	
Størrelse på ras, m^3	Ytterste 250 m av tunnelen	Mer enn 250 m inn i tunnelen
< 0,5	20	26
0,5 - 5	169	208
5 - 25	495	558

Reduksjonen i konsekvens skyldes at nedsatt hastighet har den effekt at det ikke skjer påkjørsel av raset, med skade på rullende materiell og personskade. Konsekvensene blir dermed begrenset til skader på skinner, opprydding og følgeskader på trafikken.

Tilsvarende tall for en skjæring er vist i tabell 5. I tillegg er det vist et eksempel på hvordan ugunstig terrengform slår ut. Det er antatt at ras >0,5 m^3 kan gi utforkjøring og velt på steder der det er bratt skråning nedenfor jernbanen.

Tabell 5 *Konsekvens ved ras i fjellskjæring*

	Konsekvens i 1000 kr		
Størrelse på ras, m^3	Forutsetninger som for tabell 3	Nær stasjon Hastighet 40 km/t	Svært ugunstig terrengform, normal hastighet
< 0,5	63	13	63
0,5 - 5	444	92	1144
5 - 25	1328	370	2968
25 - 100	2497	896	5397
100 - 500	3240	1414	6740
>500	4128	2002	8428

Fra eksemplene framgår det at nedsetting av hastighet kan benyttes som et tiltak for å redusere konsekvensen. Raset unngås selvfølgelig ikke, men det er da antatt at toget ikke kjører inn i raset.

Regnearkene som er utviklet, er laget slik at bare et fåtall parametere må vurderes/settes inn for at konsekvenskostnaden skal kunne beregnes for en gitt parsell. Dette er første trinn i prosessen som leder fram til en vurdering av risiko for ras på parsellen.

6.3 NYTTE-/KOST-VURDERING

I tabell 6 er høyeste N/K-verdi 59,9. Av dataene framgår det at nåverdirisikoen for denne hendelsen ved km 524,416 er beregnet til 3,6 mill. og at det er relativt stor sjanse (50%) for at raset skjer i løpet av 7 år. Tiltakskostnaden for å redusere risikoen til omtrent null er kr 30.000,-. Det er derfor svært lønnsomt å gjennomføre tiltaket.

Et annet eksempel er fra km J, hvor konsekvensen er nesten like stor som i eksempelet over, men hvor sannsynligheten for hendelsen er mindre, og N/K-verdien blir 12,5. Ved km C er konsekvensen relativt stor, men sannsynligheten for hendelse svært liten. N/K-verdien blir derfor svært liten. Ved sortering av dataene, kan man få ut en liste rangert etter N/K-verdien og benytte denne til prioritering og planlegging av tiltakene.

Tabell 6 N/K-verdien for et utvalg av lokaliteter

Km	Konsekvens (1000 kr)	P(k)	Risiko K*P(k) (1000 kr)	E(t) (år)	NVR (1000 kr)	RVR (% av NVR)	NVT	NVV	Nytte-/kost-verdi
A	1556	1,00	1556	11	925		56	10	14,1
B	80	1,00	80	9	53		40	10	1,1
C	560	0,20	112	51	9	0,1	16	10	0,3
D	560	1,00	560	5	446		206	10	2,1
E	2066	1,00	2066	16	946		48	10	16,4
F	560	0,80	448	20	167		32	10	4,0
G	560	1,00	560	1	529		113	10	4,3
H	624	1,00	624	11	371	0,1	16	10	12,9
I	80	0,50	40	34	8		87	10	0,1
J	2988	1,00	2988	14	1509		111	10	12,5
K	383	0,80	306	22	105	0,1	16	10	3,6
L	481	1,00	481	4	389		5	10	26,3
M	3578	1,00	3578	7	2502		32	10	59,9
N	1225	1,00	1225	9	803		60	10	11,4

7 JERNBANEVERKETS ANSVAR OG AKTIVITETER KNYTTET TIL RAS/SKRED

7.1 GENERELT

Jernbaneverket er tillagt ansvaret for sikkerheten langs jernbanenettet, herunder også sikkerhet mot ras og utglidninger. Ras- og skredaktivitet har både sikkerhets- og regularitetsmessige konsekvenser for togtrafikken, og det pågår et kontinuerlig forebyggende arbeid i Jernbaneverket for å gjøre jernbanelinjene mindre rasutsatte. Dette omfatter både rutiner for inspeksjoner og tilstandskontroll samt gjennomføring av ulike rassikringstiltak.

Rutiner for tilstandskontroll er slik at kjente rasfarlige strekninger inspiseres hyppigere enn øvrige strekninger. For rasutsatte skjæringer og tunneler utføres regelmessig og systematisk tilstandskontroll av fagkyndig person sammen med lokalkjent personell. På denne måten holdes utviklingen på disse strekningene under oppsikt og vedlikehold kan iverksettes ved behov

Når det gjelder utfordringer knyttet til sikring mot ras skred arbeides det i Jernbaneverket med flere typer tiltak som kan kategoriseres som nevnt nedenfor:

- Tiltak som hindrer raset i å løsne (fjellrensk, bolting, sprøytebetong, dreneringstiltak etc)
- Tiltak som hindrer raset i å nå linja (fangvoller og -gjerder, ledevoller etc)
- Tiltak som hindrer toget å kjøre inn i ras (nedsatt hastighet i rasutsatte partier, rasvarslingsanlegg, visitasjon)
- Tiltak som begrenser skadene når toget kjører inn i ras (nedsatt hastighet i rasutsatte partier, ledeskinner for å unngå avsporing, setebelter, sikring av bagasje)

7.2 RISIKOBASERT SIKKERHETSSTYRING OG BEHOV FOR NYE KARTLEGGINGSVERKTØY

7.2.1 Innføring av risikobasert sikkerhetsstyring i Jernbaneverket

I 1999 startet Jernbaneverket et arbeid med å utarbeide en helhetlig og systematisk sikkerhetsdokumentasjon for infrastrukturen på det offentlige jernbanenett. Arbeidet ble blant annet satt i verk med bakgrunn i ny forskrift om sikkerhetsstyring fra Statens Jernbanetilsyn. Hensikten med studiene har vært å dokumentere sikkerhetsnivået på de ulike baner med utgangspunkt i det rullende materiell som trafikkerer strekningene, trafikkvolum og banestandard. Disse sikkerhetsanalysene inneholder risikovurderinger samt identifisering av sikkerhetskritiske funksjoner ved banestrekningene.

Resultatene fra analysene benyttes videre som basis for å utarbeide såkalte sikkerhetsoppfølgingsplaner (SOP) for banestrekningene. I sikkerhetsoppfølgingsplanene beskrives risikoen, herunder risiko med tanke på ras, og det foretas en beskrivelse av evt. tiltak som er nødvendig for å oppnå akseptabel sikkerhet, iht. fastsatte akseptkriterier i JBVs Sikkerhetshåndbok. Sikkerhetshåndboken angir også når tiltak skal/bør eller ikke skal implementeres basert på kriterier for nytte-/kost beregninger.

7.2.2 Behov for risikobasert kartleggingssystem

Dagens kartleggingssystem for tunneler og fjellskjæringer ble utarbeidet tidlig på 1990-tallet. Systemet ble utviklet slik at ingeniørgeologen, som vurderer stabiliteten/rasfaren, angir tiltaksklasse (dvs. omfang av nødvendig sikring) og prioritetsklasse på stedet.

Etter en tids bruk av systemet erkjennes at det finnes en del svakheter som kommer fram ved å gå inn i grunnlaget for beslutningen. Dette dreier seg om følgende:

- Dokumenterbarheten for beslutningen er mangelfull og datainnsamlingen er ikke konsekvent
- Det forutsettes at de som kartlegger har én og samme forståelse for hva som er "nødvendig" sikring
- Risikoen for hendelse er ikke underlagt noen systematisk vurdering

Med bakgrunn i disse mangler og innføring av nevnte risikobaserte sikkerhetsstyring, ble det i 2000 igangsatt et prosjekt for utvikling av et forbedret beslutningsverktøy for tunneler og fjellskjæringer. Målet for dette prosjektet har vært å oppnå:

- en kartleggingsmal som er konsistent med tanke på de parametere som må innhentes
- god dokumentasjon av beslutningsunderlag
- et verktøy som er allmenngyldig, dvs. kan brukes på både tunneler og skjæringer, for både stabilitet, vann- og is-problemer og alle typer baner som JBV har.
- et system hvor risikoen for en hendelse (sannsynlighet x konsekvens) ligger til grunn for anbefaling av tiltak. Dette gjelder både mhp. prioritering hvor tiltak bør gjennomføres samt valg av type og omfang av nødvendig fjellsikring.

For å kunne vurdere om tiltak bør gjennomføres, og. evt. omfang av tiltak, bør dette vurderes opp mot en grense for hva som er "nødvendig" sikkerhet. Når risikoen for rasfare tallfestes gjennom dette kartleggingsverktøyet, kan det foretas innbyrdes prioriteringer av tiltak for å hindre ras/unngå påkjørsel.

Et samlet tallfestet risikonivå for en banestrekning vil også direkte kunne sammenlignes med akseptgrenser i JBVs sikkerhetshåndbok. Det vil da være mulig å angi om tiltak skal, bør eller ikke skal implementeres basert på kriterier for nytte/kost-beregninger.

7.3 MIDLER TIL RASSIKRING I JERNBANEVERKET

Når det gjelder langsiktig arbeid knyttet til rassikring i Jernbaneverket er det utarbeidet et rassikringsprogram i forbindelse med Nasjonal transportplan, NTP 2002 – 2011.

Rassikringspakken i NTP- perioden er på 250 millioner kroner og det er besluttet at midlene skal deles inn i ulike sett med tiltak der det overordnede mål er å oppnå mest mulig sikkerhet for anvendte midler.

Det er valgt ut fire viktige områder som det skal gjøres tiltak på i alle JBVs regioner. De tre første er innarbeidet i regionenes vedlikeholdsplaner. Enkelte tiltak på særlig rasutsatte steder gjennomføres over investeringsbudsjettet. Generelt forutsettes imidlertid nødvendige rassikringstiltak gjennomført over vedlikeholdsbudsjettet.

Typer tiltak som beskrives i denne rassikringspakken er:

1. Fjellsikring
   Omfatter stabilisering av sprengte flater og områder med fjell i dagen. Hensikten er å forebygge ras på sporet.
   Fjellsikring har en kostnadsramme i perioden på 25 mill. kr.

2. Drenering
   Dreneringstiltak består i hovedsak av å reetablere terrenggrøfter, linjegrøfter og stikkrenner, og å holde disse ved like. Hensikten er at nedbør og flomvann skal ledes vekk uten å gjøre skade på underbygning og spor.
   Dreneringstiltak har en kostnadsramme i NTP-perioden på 21 mill. kr.

3. Kartlegging/stabilisering i strandsoner
   Tiltaket består i å kartlegge erosjonsskader i fyllinger og på utsatte steder i strandsonen. På grunnlag av dette gjennomføres hensiktsmessige tiltak for å forebygge utglidning av underbygning og spor.
   Tiltak i strandsonen har en kostnadsramme i perioden på 5 mill kr.

4. Tiltak på særlig utsatte steder
   Det er utarbeidet en prioritetsliste basert på virkningsberegninger av tiltak der det legges opp til å sikre særlig rasutsatte steder. Dermed sikres enkeltpunkter og kortere strekninger som er spesielt utsatt for ras.
   Tiltak på særlig utsatte strekninger har en kostnadsramme i perioden på 162 mill kr. En oversikt over hvilke strekninger som ligger inne med rassikringstiltak er angitt i tabellen nedenfor (tall i mill 2002-kr).

Tabell 7 Budsjett for tiltak mot ras

Banestrekning	**2002**	**2003**	**2004**	**2005**	**2006-2011**	**2002-2011**
Oslo – Bergen/Flåm	19	16	15		4	54
Oslo – Stavanger						
Oslo – Trondheim	14		2		18	34
Trondheim – Bodø	10			15	15	40
Hamar – Røros – Støren	3					3
Narvik – Vassijaure gr.					30	30
Totalt	**46**	**16**	**17**	**15**	**67**	**161**

Det tas imidlertid forbehold om at enkelte prioriteringer i denne listen kan bli endret som følge av de risikovurderinger som pågår.

FJELLSPRENINGNINGSTEKNIKK
BERMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2001

EN MODELL FOR RETROGRESSIVE BRUDD BASERT PÅ STUDIER AV KJENTE RASGROPERS GEOMETRI ANVENDT PÅ STOREGGARASET

A model for retrogressive failures based on studies of the geometry of several known slope failures, applied to the Storegga Slide

Professor emeritus Nilmar Janbu, NTNU Institutt for geoteknikk

SAMMENDRAG

I nærmere 50 år har geoteknikere og geologer pekt på visse likheter mellom kvikkleireskred og undersjøiske flyteskred. Senere er også snøskredanalogien trukket frem. De spesielle likhetstrekk er at bruddene utvikler seg meget raskt, etter et initialbrudd, og at massene er så tyntflytende at de oftest oversvømmer store arealer, selv på flat mark eller flat sjøbunn.

I de siste tiårene er det utviklet prinsipper og metoder for å beregne hastighet og utbredelse av rasmassene. Disse metodene er viktige redskaper når man skal dimensjonere konstruksjoner som skal motstå slike "rasmassestrømmer", f.eks. i offshoreindustrien. Alle beregningsmetodene tar sitt utgangspunkt i at et ras allerede er utløst og at konstrukturen har kollapset. Men årsaken til, og mekanismen i selve starten, initial-raset, tar disse metodene ikke standpunkt til. Men det er nettopp det som er selve hovedtemaet i dette foredraget; nemlig:

- forhistorien til at massene over tid har mistet sin fasthet *før* initialraset
- delårsaker til at initialraset utløses, slik at resten kan utvikles eksplosivt

SUMMARY

During the last 50 years geotechnicians and geologists have noted the similarities between quick clay slides and submarine flowslides and snow avalanches. The special analogies are: rapid failure development, after an initial slide, and a total collapse of the potential slide masses, becoming a liquid debris that overflows large areas of even flat terrain or sea bottom.

Advanced methods have been developed for calculating the velocity and run-out distances of the debris. These methods are useful in designing structures that can resist the potential impact of such debris flows, say in bottom-based offshore structures, or in snow avalanche threatened buildings.

However, the debris flow analyses assume that a failure has taken place, so that the debris liquid is formed a priori, thus omitting the all important questions:

- how have the potential sliding mass over time lost all its strength and rigidity *before* the initial slide?
- how is the initial slide being generated?

This lecture will focus mainly on the first question.

INNLEDNING

Allerede i 1960 årene ble det klart i geotekniske kretser at initialraset ved flere norske kvikkleireskred kunne etterberegnes vha effektivspenningsprinsippet (langtidsfenomener, drenert) og konvensjonelle stabilitetsanalyser. Men samtidig ble det hevded at den rasutvikling som etterfulgte initialraset ikke kunne forutberegnes ved rasjonelle beregningsmetoder. Dette var hovedkonklusjonen i T.C. Kenney's (1966) doktoravhandling, som bygget på en inngående studie av 6 norske kvikkleireskred, som han arbeidet med ved NGI i en årrekke. Kenney's konklusjon er forsåvidt god latin den dag i dag, når man ikke går dypere inn i spørsmålene om hvordan de marine leirene kan ha blitt "omdannet" over meget lang tid (rheologisk).

Dette foredraget vil fokusere på langtidsvirkningne på de marine leirene etter sedimenteringen, utover den velkjente "utvaskingsteorien". For å kunne etablere mulige fysisk-mekaniske forklaringer på leirenes forvandling med tiden, må vi bygge på moderne kunnskaper om materialers bruddstyrke og deformasjonsforhold over tid, sammenholdt med geometriske forhold, observert i kjente rasgroper.

KJENTE RASGROPER. LIKHETER I GEOMETRI

Det har vært et totalt forsømt forskningsfelt å studere geometrien av de forskjellige kjente rasgroper, i den hensikt å få ny inspirasjon til nytenkning.

Fig.1 er en sammenstilling av rasgeometrien for 3 kjente ras

- Strandsoneraset i Finneidfjord i juni i 1996 (90% under vann)
- Verdalsraset i mai i 1893 (100% over vann)
- Storeggaraset for ca. 8000 år siden, helt neddykket

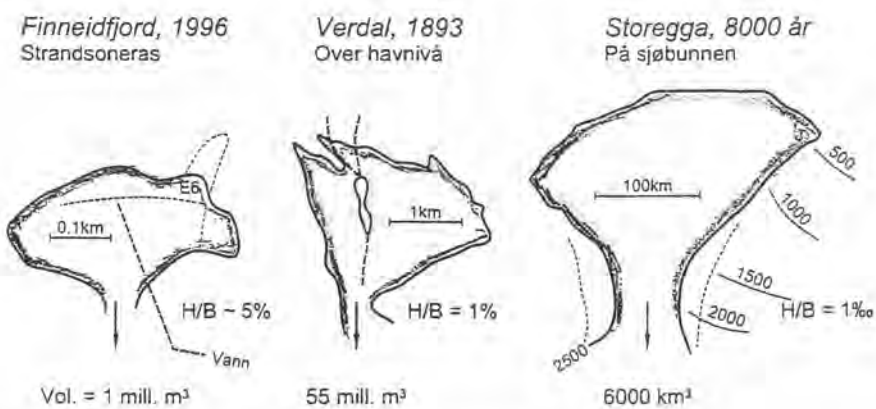


Fig.1 Tre kjente skredgropers geometri. Sammenligning.

For det første legger man merke til en slående likhet mellom rasgropformen i planet, tross enorme forskjeller i størrelse, fra 100 m skalaen i Finneidfjord, til km-skalaen i Verdalen, over til 100 km skalaen i Storegga.

For det andre er det forholdsvis tynne overflatelag som renner ut av rasgropene, gjennom den porten som initialraset åpner. Forholdet mellom lagtykkelse, H, og tverrmål B er, grovt sett

$H/B \leqq 5\%$ for Finneidfjord
$H/B = 1\%$ for Verdalen
$H/B = 1‰$ for Storegga

For disse skredene har de utraste topplagene en geometri som tilsvarer fra tynne pappplater til meget tynt papir.

For det tredje var det opprinnelige terrenget før utrasing meget flatt, f.eks. fra 1% til 3% helning, mens området der initialraset startet hadde betydelig større helninger.

Et fjerde punkt, av meget stor betydning, er at bunnen i rasgropen er alltid meget kupert med mange og store rygger og tildels med intakte "øyer" inne i rasgropen, og ofte kan man spore flere terrasser i rasbunnen, se Fig.2.

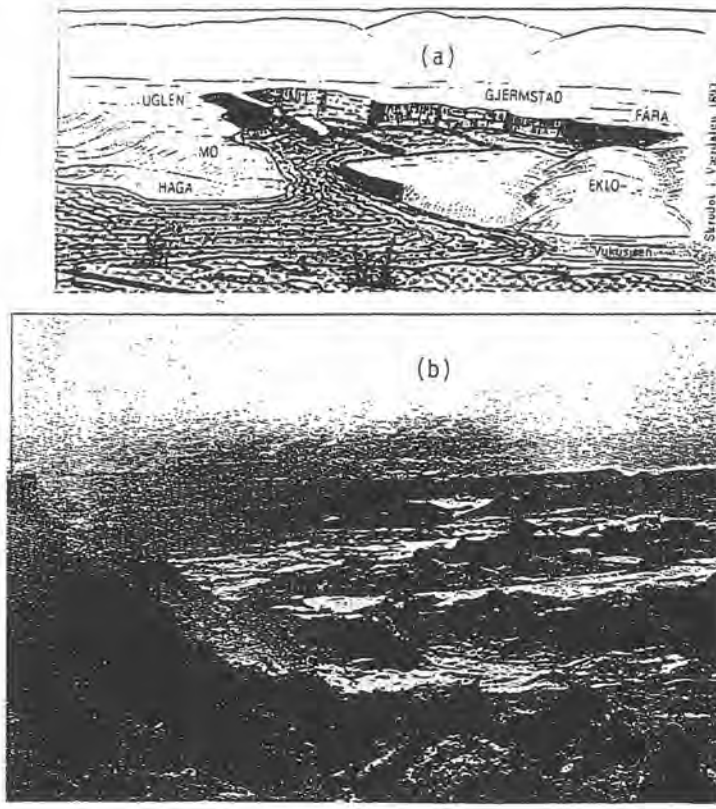


Fig.2. Bunnen i skredgropen etter Verdalsraset er sterkt kupert:
(a) Skisse, Reusch 1901, (b) Foto 1893, Verdal Turistforening

Kvikkleireraset ved Borgen gård i Ullensaker i 1953 var det første i "vår tid" som viste klart en kupert rasbunn og en trang port der initialraset gikk. Slike ras (ofte som følge av erosjon i bekkefar) ble senere kalt "flaskehalsskred".

Fotoet av Verdalsraset i 1893 viser meget tydelig store, skarpe rygger, mens skissen av rasgropen viser dessuten terrasser og en intakt utstikker der Follobekken gikk. Undervannskartleggingen av bunnen av Storeggaraset viser forøvrig alle de trekk som er påpekt ovenfor, Fig.15.

Det å kunne forklare at tynne jordlag av stor utstrekning over tid kan bli gradvis svekket inntil flyteskredstadiet, før eventuelle initialras, krever inngående gransking av flere mekanisk-fysiske fenomener, hvorav brudd- og bruddutvikling i forskjellige materialer er særdeles sentralt.

MATERIALERS BRUDDMEKANIKK

Treaksiale trykkforsøk på faste materialer viser at det er to, og bare to, forskjellige primære bruddtyper som inntrer i relativt homogene fastmaterialer, slik Fig.3 viser.

- skjærsbrudd på skråplan som tilsammen danner romber med indre vinkler på $90°-\phi$ (spiss) og $(90°+\phi)$ stomp (spenningsindusert)
- strekk-tøyningsbrudd i σ_1-retningen fordi langaksen i romben må minskes (trykk) mens kortaksen i romben må økes for volumbalanse. Det medfører strekk-tøyning i σ_3-retningen, selv om σ_3 spenningen er trykk (strekkindusert).

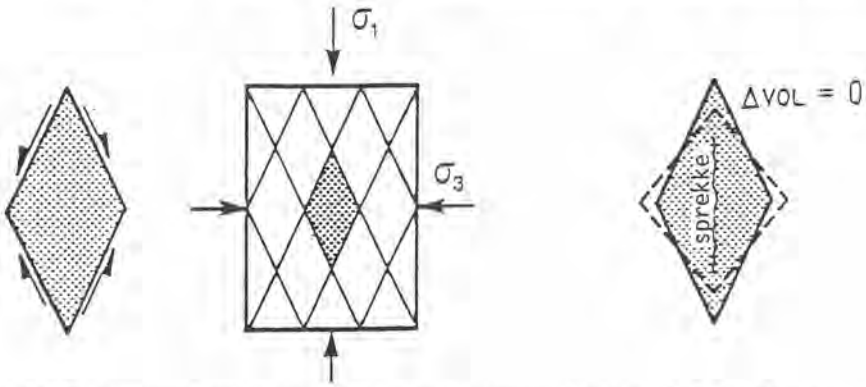


Fig.3. De primære bruddtypene, f.eks. i treaksprøver: skjærbrudd på skråplan, og strekktøyningsbrudd (vertikal oppsprekking).

Disse to bruddtypene kan inntre hver for seg, eller også begge to samtidig, noe som vises klart i fotomontasjen i Fig.4, som er et resultat av treaksialforsøk på små prøver, av forskjellige materialer.

Fig.5 viser at man finner igjen disse bruddmønstrene i vidt forskjellige målestokker, fra mikroskalaen, via makrostrukturen i treaksprøver og over til naturen i meter og km skalaen.

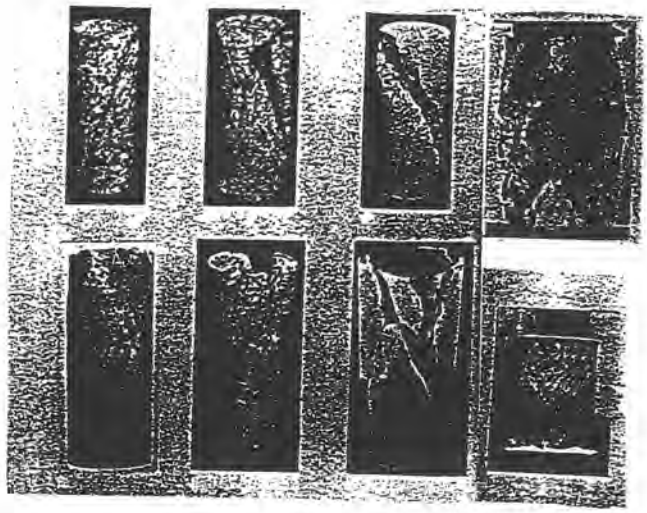


Fig.4 Foto av brudd i prøvestykker.

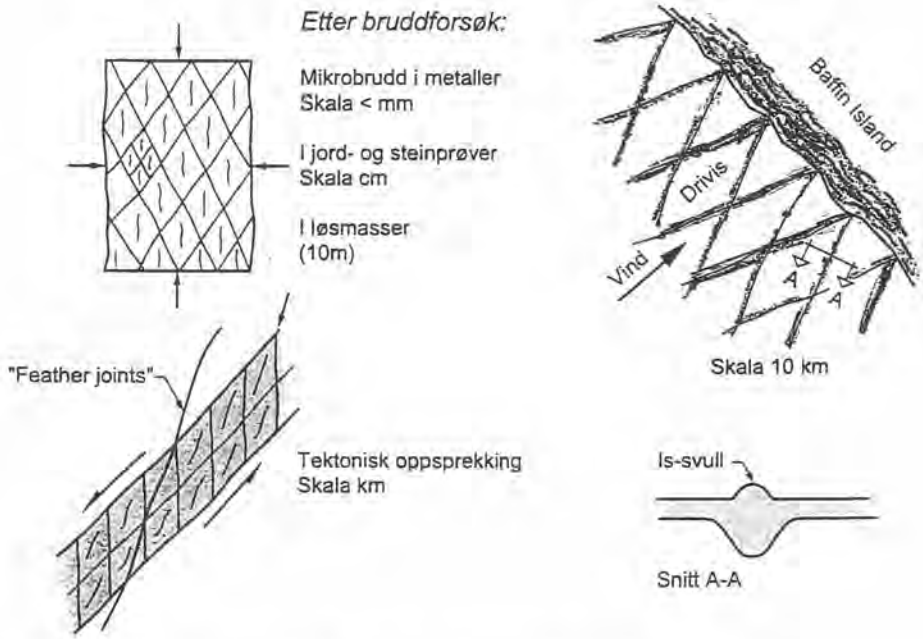


Fig.5 Bruddmønstre i smått og stort, i fastmaterialer i jord og fjell og is. Slående likheter tross enorme skalaforskjeller ($1 : 10^{10}$).

MATERIALERS STIVHET

Med analogi til elastisitetsteorien kan man definere stivhet som forholdet mellom spenningsendring $\Delta\sigma$ og tilsvarende tøyningsendring $\Delta\varepsilon$ altså

$$M = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = stivhet \qquad (1)$$

der M kalles modul i geoteknikken, analogt elastisitetsmodul E.

Det typiske for geo-materialene er at stivheten M oftest er sterkt spenningsavhengig, især i sedimentære jord- og bergarter. Eksempler på denne spenningsavhengigheten er vist i Fig.6. Man legger merke til den slående likheten i stivhetens avhengighet av spenning, tross den enorme forskjell i materialtype og størrelsen av stivheten. F.eks. når man har skalert ned resultatene av forsøket på sand-steinen til 1% så blir den svært lik Risvollan- leiren.

Ellers viser alle tre eksemplene følgende:

- For lave spenninger ($\sigma' < \sigma_c'$) er stivheten stor (overkonsolidert område, OC)
- når spenningene økes forbi prekonsolideringen, σ_c' reduseres stivheten gradvis, ofte dramatisk, f.eks. til 10% (strukturkollaps)
- for høyere spenninger ($\sigma' > \sigma_c'$) er stivheten igjen økende, (normalkonsolidert område, NC)

Målingene på Ekofiskfeltets reservoir demonstrerer denne stivhetsavhengigheten veldig godt. Før oljeutvinningen (1973) var effektivtrykket i reservoiret ca 15 MPa, mens total trykket var ca 30 MPa. Overtrykket i reservoiret var ca 15 MPa (1500 m vannsøyle) og det er årsaken til det lave effektivtrykket. Når utvinningen gikk sin gang sank poreovertrykket, la oss si med 10 Mpa. Dermed økte effektivtrykket til 25 Mpa. I løpet av denne økningen viser diagrammet en dramatisk svekkelse av stivheten, hvilket førte til nedknusing av kalksteinen ned til sand-silt-leir- fraksjonen. Følgen av dette var sammenpressing av reservoiret (litt gunstig for utvinningen) mens sjøbunnen fulgte etter. Nedsynkningen (subsidence) av feltet ligger i 10 m skalaen.

Når spenningen σ' øker forbi σ_c', dvs. etter nedknusing i NC-området, øker stivheten lineært, slik

$$\Delta M = m\Delta\sigma' \qquad (2)$$

der m = modultall, f.eks. 10-20 som i finkornige leirige NC sedimenter. Når man i et gitt tilfelle skal vurdere (analysere) deformasjonsforholdene av sedimentære geomaterialer er det derfor uhyre vesentlig at man kjenner til σ_c' slik at man vet om man ligger i OC- eller NC-området, fordi oppførselen er så vesensforskjellig i de to områdene. Det dette peker på er at kjennskap til geologisk forhistorie er alfa og omega.

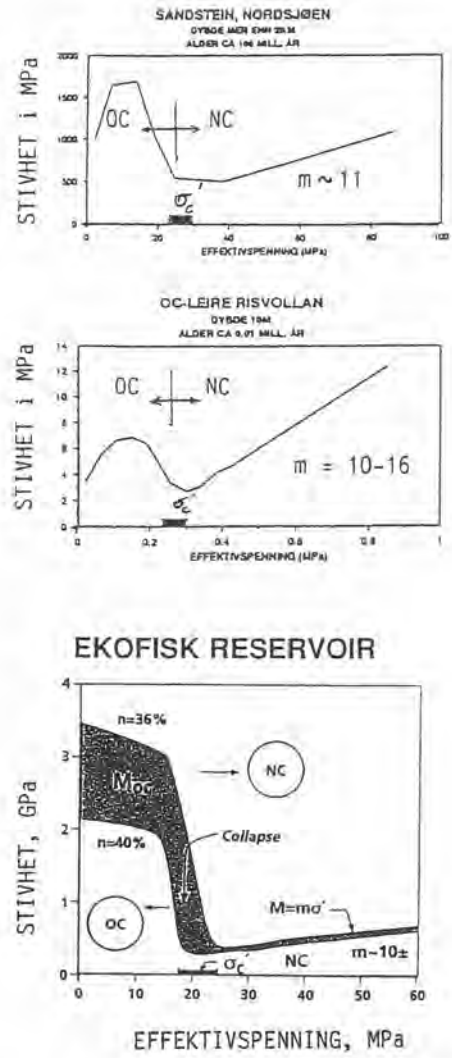


Fig.6 Stivhetsvariasjoner i leire (på land) og i sandstein og kalksteinreservoirer (offshore). Likheten i stivhetsvariasjon er slående

LANGTIDSDEFORMASJONER AV SEDIMENTER

Den klassiske teori for deformasjoner av mettede sedimenter som utsettes for pålasting skiller mellom to faser, nemlig

- den primære fase (kort-tidsfasen) som er betinget av at porevann må drives ut av kornskjelettet etterhvert som laget presses sammen pga lastvekten. Teorier for å takle denne første fasen i deformasjonsprosessen er velutviklede for lenge siden.

- den sekundære fase (lang-tidsfasen) som er den tidsutvikling som følger etterat det initielle poreovertrykket er helt utjevnet slik at både totaltrykk og effektivtrykk er konstante. Den eneste variable nå er tiden, alt annet er konstant.

Rent tidsavhengig deformasjon, under konstante spenningsforhold, er kryp i klassisk forstand(rheologisk fenomen). Eksperimentelle data om kryp i sedimentære jord- og bergarter er tilgjengelig i stort omfang, målt ut fra prøver i liten målestokk, f.eks i ødometer og treaks. Men nå fins det også en del interessante feltdata i stor målestokk. Noen skal gjengis her.

Ved endimensjonale langtidsforsøk, f.eks. i ødometer, kan man måle krypmotstanden, R, definert som forholdet mellom den tidsendring Δt som skal til for å gi en tøyningsendring $\Delta\varepsilon$, altså

$$R = \frac{\Delta t}{\Delta \varepsilon} = \text{krypmotstand} \quad (\Delta u = 0) \tag{3}$$

En stor mengde data fra inn- og utland viser at krypmotstanden oftest øker lineært med tiden, altså at

$$R = r_s t \quad (\text{når } t \geq t_p) \tag{4}$$

der r_s = krypmotstandstallet, t_p = "primærtiden"

Kompresjonsforsøk viser nesten entydig at for normalkonsolidert, siltig leire er

$$r_s = 100\text{-}300$$

Svelleforsøk gir 5-8 ganger større r_s-verdier, altså 500-2500. I det overkonsoliderte området er krypmotstanden større enn for normalkonsolidert tilstand, f.eks. $r_s = 1000$ eller mer.

Siden $R = 1/\dot{\varepsilon}$ etter definisjonslign (3), og at $R = r_s t$ eksperimentelt etter lign (4) blir

$\dot{\varepsilon} = 1/r_s t = d\varepsilon/dt$, dvs $d\varepsilon = 1/r_s\, dt/t$, dvs. ved integrasjon

$$\varepsilon = 1/r_s \ln t/t_p$$

Dette gir en krypdeformasjon $\delta_c = \varepsilon \cdot H$ over en lagtykkelse på H, lik

$$\delta_c = \frac{H}{r_s} \ln t/t_p = S_c \ln t/t_p \tag{5}$$

Forholdet H/r_s er lagets kryp-potential, S_c, som kan beregnes når r_s er målt i laboratoriet.

Denne ligning (5) er blitt benyttet til vurdering av målte langtidsdeformasjoner i felten. Prinsippet for tilbakeberegning og vurdering er vist i Fig.7. Ut fra observert setningsforløp δ-t over lang tid tar man ut setningspotensialet

$$S = \frac{\Delta \delta}{\Delta t} \cdot t \tag{6}$$

og avsetter S mot tiden t. Det viser seg da at like etter en pålast er S oftest parabolsk, som tilsvarer primærfasen. Men etter en viss tid $t > t_p$ blir S konstant, som betegner rent kryp, med kryppotensial S_c.

Fig.7 viser hvordan in situ setningspotensialet varierte med tiden etter oppfyllingen for Kansai International Airport. Krypfasen inntrådte raskt, med $S_c = 3{,}2$ m, tiltross for et leirlag av stor tykkelse, ca 160 m i middel, som tilsvarer

$$r_s = \frac{H}{S_c} = \frac{160}{3{,}2} = 50$$

siden $S_c = H/r_s$. Den lave in situ krypmotstand på 50 skyldes hovedsakelig den meget høye belastning med tilnærmet kontinuerlig flytetilstand.

Fig.8 viser in situ kryppotensial for Kværner Kimek dokken i Kirkenes. Etter installasjon av støttevegger for dokken, og utgraving, begynte veggene å forskyves langsomt mot hverandre. Det ble igangsatt målinger av horisontaldeformasjonene for å holde kontroll med "lysåpningen" mellom veggene, pga senere installasjon av prefabrikert bunnplate med fast bredde. Lateralbevegelsen av veggene er *svellekryp*.

Ut fra målingene ble svellepotensialet beregnet og avsatt mot tiden. Forløpet bekrefter at det var in situ svellekryp som foregikk, med et svelle-potensial på grovt sett

$S_c = 2{,}5$ cm $\pm$ for begge vegger, dvs.
$S_c = 1{,}25$ cm pr. vegg

Det er her snakk om romlig kryp, der lateralkomponenten dominerer. Antas horisontal utstrekning på 25± m blir midlere svellekrypsmotstand

$$r_s = 2000\pm$$

Verdien er ikke urimelig som midlere svellemotstand for en lagpakke av sand, silt og leire.

Hvis man bare var interessert i mulig totalforskyvning av veggen (korttidsverdi, primærfase) kunne den analyseres på spenningsbasis, ut fra formelen

$$S_h = \frac{\bar{L}}{m_s} \ln \frac{\overline{\sigma_e}}{\overline{\sigma_f}} \qquad (7)$$

der m_s = modultall (korttidssvelling) og $\overline{\sigma_f}$ og $\overline{\sigma_e}$ er midlere horisontalspenninger før og etter dokkbygging, mens $\bar{L}$ er gjennomsnittlig lengde av spenningsfordelingen σ_e. Eksempel: med $m_s = 100\pm$ og $\overline{\sigma_e}/\overline{\sigma_f} \sim 0{,}4$ og $\bar{L} = 10m$ blir δ_h = ca. 10 cm pr. vegg. Målingene viste også ca.10 cm pr vegg, slik at $m_s \leqq 100$ i dette tilfelle, hvilket rimer bra med $r_s = 2000\pm$, idet $r/m \simeq 20$ både for kompresjon og kryp.

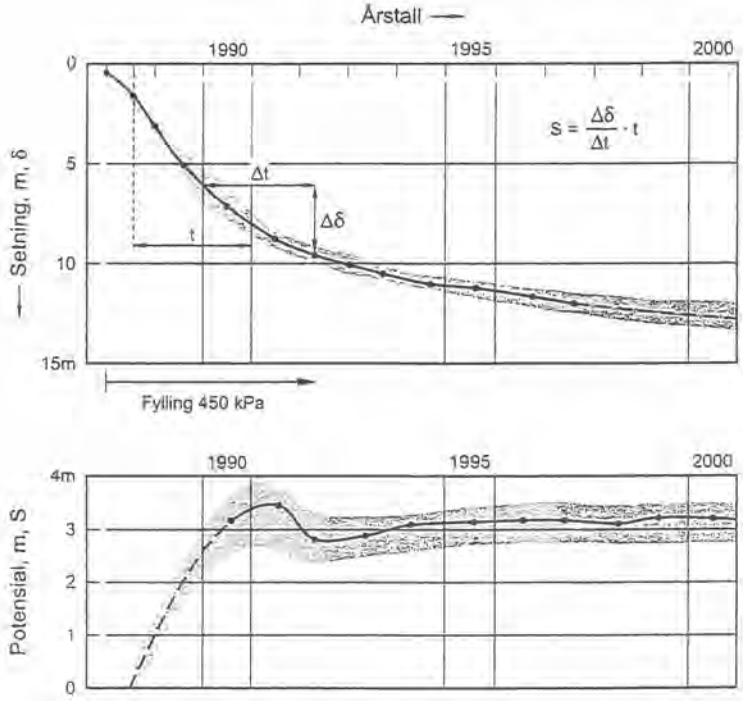


Fig.7 Prinsipp for bestemmelse av in situ kryppotensial (S) ut fra observerte deformasjoner (δ) over tid (t). Eksempel Kansai International Airport, Japan (setningspotensial)

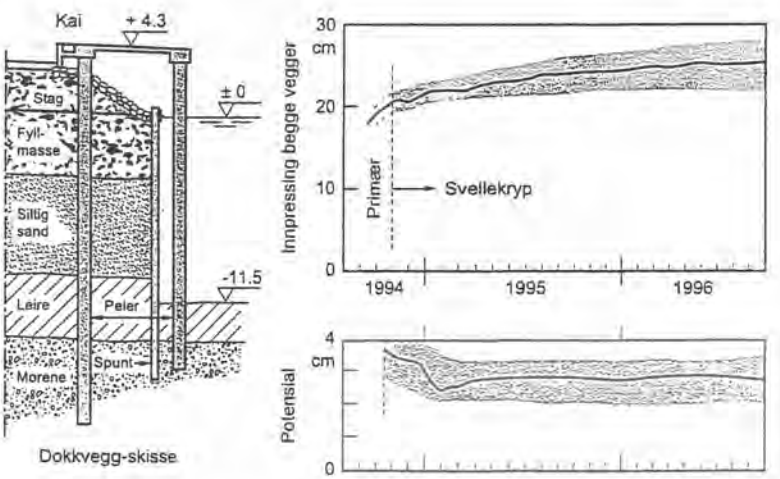


Fig.8 Målt svellepotensial for Kværner-Kimek dokken i Kirkenes (Data J. Nestvold, Kummeneje as)

NEDBRYTNING AV JORDLAG PGA KRYP

Fig.9 viser i prinsipp et svakt hellende sedimentært jordlag av stor utstrekning, et par hundre meter tykt, f.eks. på bunnen av Storeggaraset. Fronten av laget har en sterkere helning som følge av at det tidligere er forsvunnet en del masse (initialras, erosjon, utblåsing). Den "blottlagte" fronten er dermed fri til å ekspandere lateralt ved en kryp-prosess.

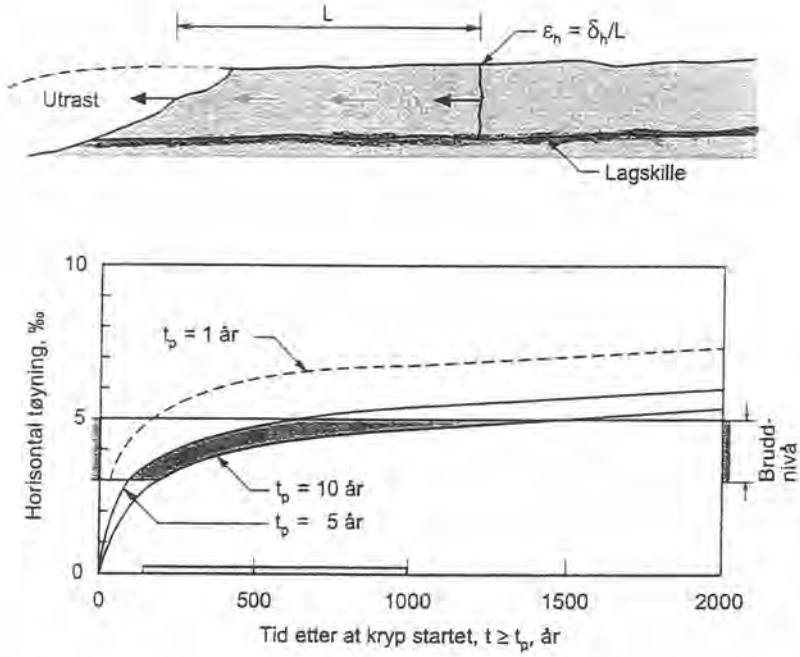


Fig.9 Nødvendig tid for oppsprekking pga kryp, f.eks. 200-1000 år

Betrakter man en horisontal lengde av laget, L, målt fra fronten, vil fronten kunne ha ekspandert en distanse δ_h etter et lengre tidsrom t. Ifølge krypteorien, lign (5), beregnes δ_h slik,

$$\delta_h = \frac{L}{r_s} \ln \frac{t}{t_p} \qquad (8)$$

der t_p = primærtiden, som medgikk til å stabilisere poretrykket i fronten etter initalraset. Av lign (8) får man at horisontaltøyningen, $\varepsilon_h = \delta_h/L$, blir

$$\varepsilon_h = \frac{1}{r_s} \ln \frac{t}{t_p} \qquad (9)$$

dvs uavhengig av L. Eller sagt på en annen måte:

- *horisontaltøyningen (strekk!) er teoretisk sett jevnt fordelt og nærmest konstant innover i hele lagets utstrekning. Dette er et forbløffende funn og representerer et kjernepunkt i modell-forklaringen.*

Størrelsen av ε_h kan estimeres for forskjellige verdier av τ_s og tidsforholdet t/t_p. Resultatet er fremstilt i Fig.9.

Ved utallige forsøk i laboratoriet har man funnet at bruddtøyningen av intakte, sprø sedimenter er liten, f.eks. 0,3 til 0,5% eller 3 til 5‰. Fig.9 viser at i en in situ kryp-prosess kan slike brudd-tøyninger av jordlaget være nådd i løpet av noen hundre år til 1000 år etter et initialras.

Bruker vi Storeggaraset som eksempel (for 8000 år siden) så er det fullt ut mulig at en vertikal oppsprekking utviklet seg gradvis over en 1000 årsperiode, f.eks. rundt den tiden da landhevningen nærmest sto stille.

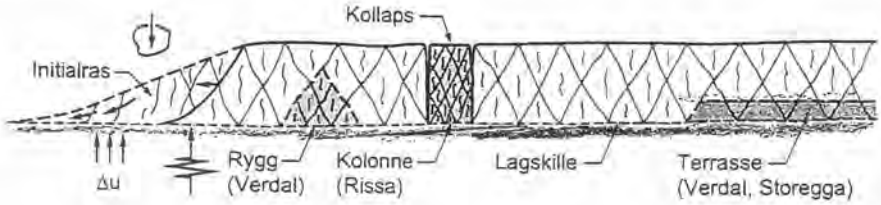


Fig.10 Retrogressiv bruddmodell. Laget er på forhånd uten styrke pga omfattende krypsprekker oppstått over lang tid (f.eks.200-1000 år).

Den gradvise ekspansjonen av laget har også ført til at skråplan-skjærbruddene har gjort seg stadig mer gjeldende, og tilslutt kan laget være gjennomsyret av begge bruddtypene som skissert i Fig.10. I denne tilstand er hele laget potentielt flytende uten indre skjær-styrke eller strekk-styrke. Et minste brudd i fronten (avlastning av horisontal-støtte) vil forplante seg som et sjokk innover i laget, omtrent med lydens hastighet, og hele lag-pakken er samtidig en flytende masse som renner ut horisontalt med en fritt-fallhastig-het $v = f\sqrt{2gh}$ eller

$$v = f\sqrt{gh} \qquad (10)$$

der H = lagtykkelsen, dvs. fallhøyde h = H/2, og g = tyngdeakselleraSjonen og f = taps-koeffisient pga "fall- og friksjonsmotstand". F.eks. med H = 200 m og f = 0,5 blir v = 80 km/time, som teoretisk hastighet av den flytende massen.

Den lateralbevegelse som måtte forekomme over tid kan idag registreres kontinuerlig og meget nøyaktig, slik Jan Otto Larsen beretter om fra Røesgrenda i sitt doktorarbeide ved NTNU. Forut for et ras har han målt bevegelsene over tid (dager til måneder) og sam-tidig regnet ut den kumulative (samlede) bevegelse. Bevegelsesdiagrammet i Fig.11 viser noe veldig viktig, og nytt hva måleteknisk dokumentasjon angår, nemlig at det foregår kjappe "rykk og napp" i terrenget, i en tid før raset, og at summen av enkelt-bevegelsen tilslutt aksellererer raskt mot bruddet.

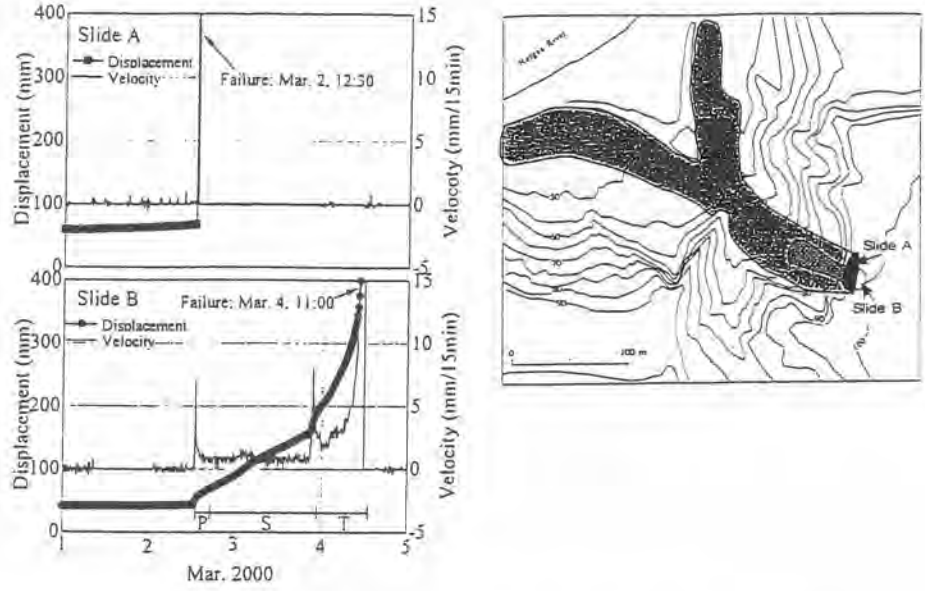


Fig.11 Kontinuerlige målinger av terrengbevegelser i Røesgrenda før utrasning. Jan Otto Larsen, NTNU, se Ref.11

Denne unike, måletekniske førstegangs-observasjon er særdeles interessant, idet den bekrefter at det er disse rykk og napp som hester føler *før* et ras, og som gjør at de flykter fra et kommende rassted i tide, slik som f.eks. i Verdalen i 1893.

De kryp-prosesser som her er beskrevet for undervanns lag er forskjellig fra det fenomen som på land benevnes solifluksjon, som tilskrives skrå jordlag som over år "flyter" nedover pga gjentatte frost- og tineprosesser. Men analogien med at det kan skje over meget lang tid er jo der, nemlig at lagene "strekkes" med tiden til de sprekker opp.

IN SITU LANGTIDSSVEKKELSER AV KORNSKJELETTET

De marine, sedimentære jordarter vi idag bygger på har for tusener av år siden ligget under havets overflate, slik at partiklene ble avsatt i sjøvann med salinitet nær 3,5%. Over de siste 10.000 år er landet hevet pga issmeltingen. Landhevningskurven er vist i Fig.12. De spesielle egenskaper ved kvikkleire er blitt relatert til det som har skjedd inne i kornskjelettet etter landhevningen. Professor Ivan Rosenquist viste for vel 50 år siden at i et leirskjelett med salt porevann (sjø) der har leirpartiklene tykke hinner med fast bundet vann til mineraloverflaten. Kontaktpunktene mellom partiklene er relativt faste og seige. Ved å fjerne saltet (jone-utbytting) fra porevannet minket tykkelsen på de fast bundne vannhinnene, slik at kontaktpunktene ble sterkt svekket og fikk en særdeles sprøaktig binding. Denne "utvaskede" leiren hadde altså et ustabilt korthus-skjelett med betydelig overskudd av fritt porevann. En mindre lateralforskyvning av leirlaget kan få skjelettet til å kollapse, slik at mineralene flyter i sitt eget porevann (kvikkleire). I Norge, Sverige og Canada forekommer kvikkleireras nesten årlig.

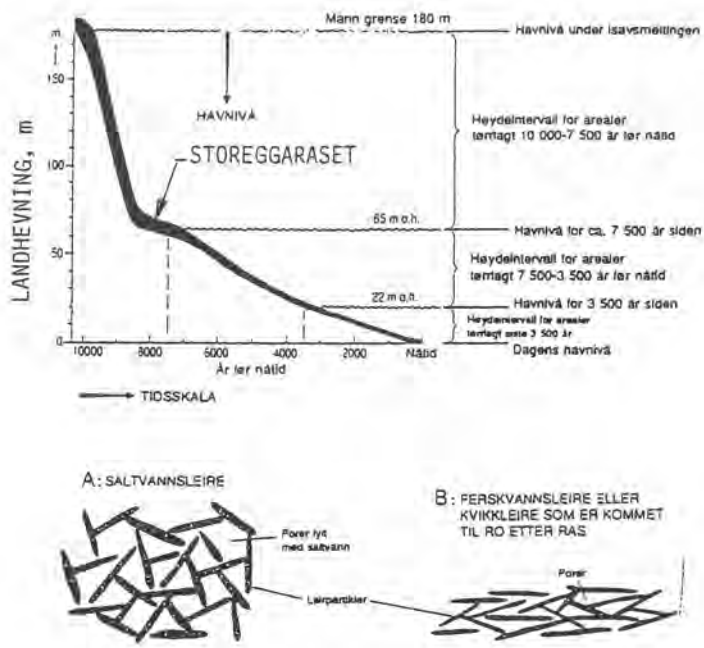


Fig.12 Omdanningen av marine leirer, til kvikkleire (etter landhevingen). Saltinnholdet i porevannet (3,5%) reduseres sterkt (til < 1%) ved joneutbytting (populært kalt utvasking). Fra Verdalsboka, 1993, se Ref.15.

Av andre langtidsprosesser som kan foregå inne i sedimentære lag og som svekker lagets stivhet og styrke er mineralomdanninger, slik som at smectitt omdannes til illitt. Virkningen er analog med kvikkleiredanningen, idet den opprinnelig smectitt har meget stor vannbindingsevne i motsetning til illitt. Omdanningen vil derfor kunne medføre betydelig svekkelse av stivhet og styrke av sedimentet, og øke sprøhetsgraden.

Betingelsene for snøskred blir oftest etablert etter en prosess som ligner til en viss grad mineralomdanningen smectitt til illitt. Pga spesielle klimaforhold vil snøen, under et tynt, "fastere" overflatelag, omdannes til et granulat av "iskuler", som virker nesten som et perfekt rullelager, når snøskredet går.

ANALOGE FENOMENER

Naturen kan fremvise flere analoge tidsbetonte deformasjons- og bruddfenomenter i forskjellige materialer. Mange av analogiene er slik at man kan vinne bredere innsikt ved å kikke på flere av dem.

Fig.13 viser en prinsippskisse av en isbrekant som kalver. Så snart fronten har avgitt en kalv øker lateral-bevegelsen og dermed strekktøyningen. Isen er, som sedimentene, minst motstandsdyktig mot strekktøyning. Gammel innlandsis, dannet av ferskvann, er

langt sprøere enn sjøis. Ferskvannsisen har lett for å sprekke opp, vertikalt, etter en kryp-prosess som er analog den som foregår i sedimentene, bare det at isen er mer kryp-villig enn sedimentene. Dessuten øker krypet med økende temperatur i langt større grad enn i sedimenter. Gjentatte kalvinger av isfronter skjer den dag idag, slik som vi f.eks. kan observere ved Svalbard og Grønland.

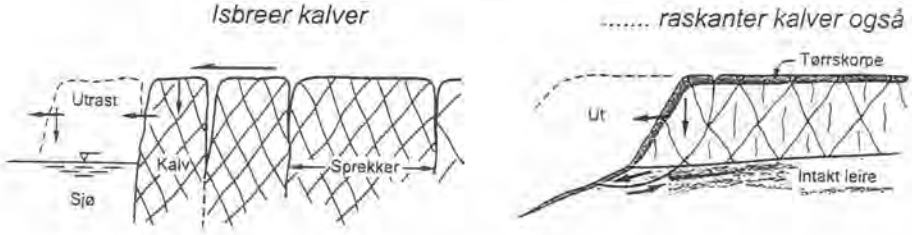


Fig.13 Kalving av isbreer og igjenstående raskanter

Fig.13 viser tilsvarende kalving av raskanter i leire som er blitt stående en tid etter et hovedras. Ut fra svelledata kan man idag gjøre grovoverslag over hvor lang tid (måneder) som medgår før kalving, i de tilfeller der man ikke kommer til for å slake ut brattkantene like etter hovedraset.

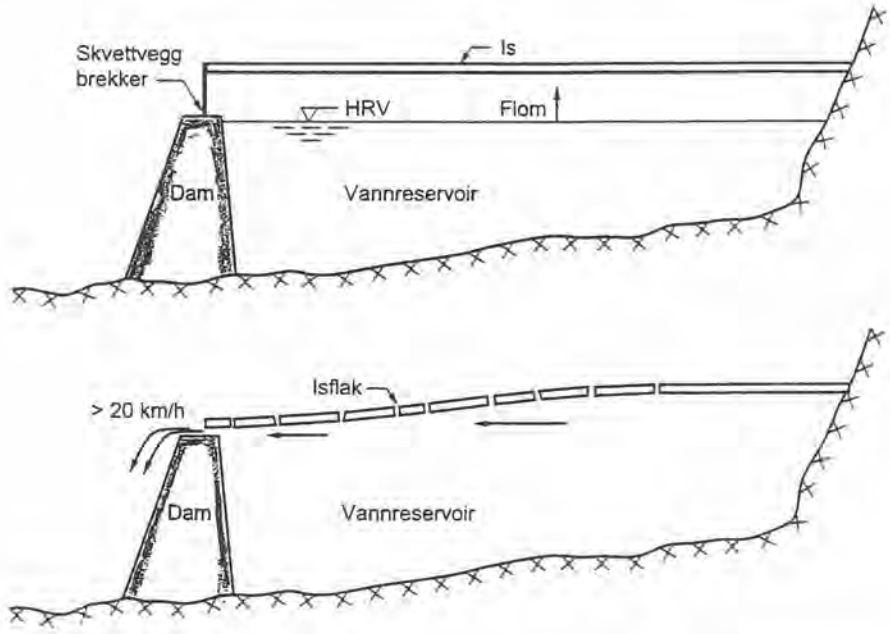


Fig.14 Vannbassengmodell: Når skvettveggen ryker vil vannmassen over damkronen renne ut omtrent som ved kvikkleireskred og flyteskred. Streng analogi.

Fig.14 viser en vannbassengmodell som kanskje vil lette forståelsen av rasmekanismen i den sedimentmodell som Fig.10 beskriver. Et vannbassent er etablert ved en massivdam over et fjellgjuv. En "skvettvegg" på dammen skal fange opp bølger og mindre flomsituasjoner. Det antas at det oppstår en "utenkelig" ekstremsituasjon, med 6 m høy flomtilstand, antatt isbelagt for å kunne beskrive mekanikken i et aktuelt hendelsesforløp i 1963.

Med veggen intakt er alt stabilt, tiltross for at den massen (vannet) som skvettveggen holder på plass har null styrke, både på skjær og trykk. I så måte likt med de sedimenter som kryp har ødelagt over hundreder av år.

Antar vi at skvettveggen brekker av i murkanten er det en 6 m høy vegg av fritt vann som blottlegges. Dette vil føre til momentant "brudd" i hele vannmassen over murkantnivået. Den horisontale utløpshastigheten av vannet over damkronen beregnes lett til 20 à 30 km/time.

Den antatte ishinnen vil brekke opp og isflakene flyter mot overløpet og flakene kan underveis vippe opp og ned. En slik "urolig overflate" ble 2 unggutter til del under raset i Skjelstadmark i september 1963. De holdt på å lystre etter fisk i bekken da initialraset gikk ut i bekken. De sprang for livet opp på det flate jordet, med strak kurs mot bebyggelsen. Deres springmarsj over det bevegelige jordet beskrev de med ordene: "det var som å hoppe fra isflak til isflak".

SAMMENDRAG

Det er utviklet en teorimodell for å forklare de prosesser som foregår over tid i et (bunn)sediment, og som tilslutt kan føre til en fullstendig nedbrytning av all styrke og stivhet i tykke sedimentlag (200-300 m tykke) slik at tilstanden i laget ligner mest på en væske, uten skjærstyrke eller strekkstyrke. Det er krypfenomenet, slik vi behandler det i geoteknikk, som er benyttet til å forklare det endelige stadium i denne tidsprosessen. Muligheten er da tilstede for at hele laget kan kollapse samtidig, og bli omdannet til en væske, som lett renner ut gjennom en frontal port, etterat et initialras har åpnet en slik port med tilstrekkelige dimensjoner.

Våre omfattende krypdata, tilgjengelig fra lab- og felt, har gitt grunnlag for å estimere forholdene ved Storeggaraset for 8000 år siden.

I korte trekk viste analysene følgende:

- Etterat et initialras er gått vil en kryp-tøyning på 0,3 til 0,5% (brudd) kunne utvikles jevnt i løpet av 200 år til 1000 år (f.eks. under stagnasjonsperioden i landhevningen). Da kan et lag av 200 til 300 m tykkelse være blitt fullstendig opp-sprukket (vertikalt og skrått) over hele lagets lengde, f.eks. 250 km. Dette tilsvarer en potensiell væsketilstand, uten skjær- eller strekkmotstand.

- Hele laget kan nå teoretisk sett kollapse samtidig, etter et initialras, og den "flytende" massen vil kunne strømme ut av frontal-porten med en hastighet på 50 til 80 km/time, beregnet etter en modifisert fritt-fall teori. Hvis hele flyteprosessen skjedde kontinuerlig over hele flytelengden kunne rasgropen teoretisk

sett være tømt på få timer til ett døgn. Den trange porten og de store utløpslengdene forsinker dette ideelle forløp betydelig, men etter en uke vil alt kunne være overstått, grovt sett.

Den krypbaserte modellen er velegnet til å forklare mange geologiske trekk som er observert i bunnsedimentene i Storeggagropen, slik som meget ujevn bunn, med rygger og terrasser, akkurat som i kvikkleire-rasgroper, unntatt de enorme forskjeller i dimensjonene (f.eks. 0,1 km mot 100 km), se Fig.15.

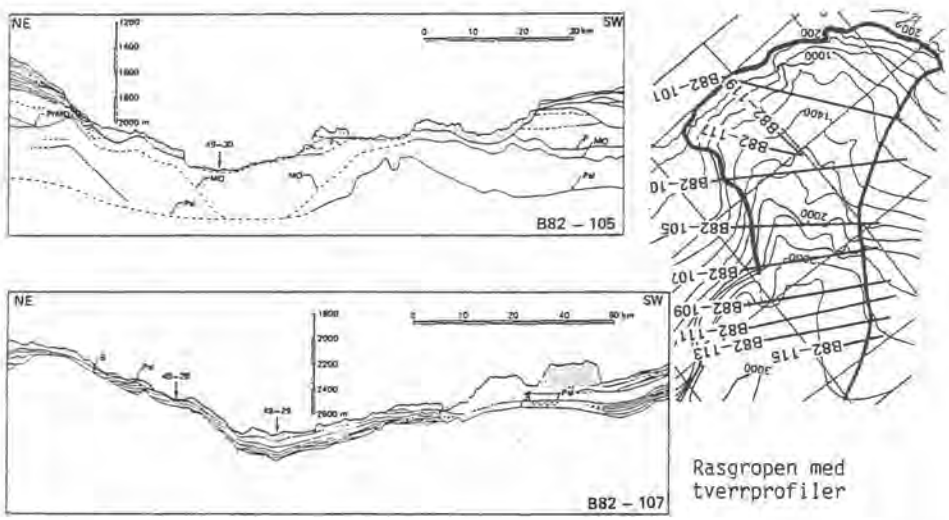


Fig.15 Utsnitt av Fig.43 i Tom Bugges dr.avh. fra 1983 angående topografi i rasgropen etter Storegga-raset. Kupert bunn. Intakte partier forflyttet store distanser.

Man finner også diskontinuerlige bunnlag, der store partier har skilt lag, ved oppsprekking, og der sprekkene igjen er fylt med rekonsolidert masse (nedfall fra sprekkeveggene, og/eller tilført erosjonsmasse). Disse sprekkene er mest sannsynlig krypinduserte over lange tidsrom. Man kan også finne store partier av intakt terreng som synes forskjøvet langt fra sin opprinnelige posisjon.

Årsaker til initialras kan være mange, slik som lokale "brattheng" i frontskråningen, svake lokallag eller lommer, poreovertrykk, indre og/eller ytre erosjon, og generell langtids-svekkelse av frontskråningen. Erfaringene fra kvikkleireras i naturen er at det oftest er en ugunstig kombinasjon av flere delårsaker som utløser initialraset, sjelden én påvist faktor alene.

I et større område der man frykter at initialras kan utløses er det mulig å vurdere faren vha ordinære stabilitetsanalyser på effektivspenningsbasis. Med direktemetoden (kritisk likevekt) kan man raskt skaffe seg et stort statistisk analyseresultat som grunnlag for en slik vurdering, se Ref.8.

REFERANSER

1. Bugge, T. (1983): "Submarine studies on the Norwegian continental margin with special emphasis on the 'Storegga area' ". Dr.ing.avhandling, NTH, Trondheim.

2. Bugge, T. (1995): "Skråningsstabilitet utenfor Midt-Norge". IKU-report, Trondheim.

3. Carstens, H. (2000): "Intense rasstudier". GEO-Bergverksnytt, Nr.3, Tapir, Trondheim.

4. Janbu, N. (1979): "Failure mechanisms in quick clay". NGM-79, Helsinki.

5. Janbu, N. (1985): "Soil models in offshore engineering". 25th Rankine Lecture. Geotechnique 35, No.3, 241-81.

6. Janbu, N. (1989): "Deformation of porous media. Basis for predicting subsidence". ETH, Zürich, Mitteilungen, No.136, 45-56.

7. Janbu, N., Svanø, G. og Christensen, S. (1989): "Backcalculated creep rates from case records". 12 ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol.3, 1809-1812.

8. Janbu, N. (1996): "Slope stability evaluations in engineering practice". ISL, 1996, Trondheim.

9. Janbu, N. (1998): "Sediment deformations", Bull.35, 86 pages, NTNU, Trondheim.

10. Kenney, T.C. (1966): "Shearing resistance of natural quick clays". Ph.D. theses, University of London.

11. Larsen, J.O. (2001): "Weather and pore water influence on stability of a quick clay deposit" Røesgrend research project. NTNU, Trondheim.

12. Kjærnes, P.A., Møller, N. og P. Bryn (2000): "Feltutbygging midt i rasgropen". GEO-Bergverksnytt, Nr.3, Tapir, Trondheim.

13. Rosenquist, I. (1953): "Investigations into the clay-electrolyte-water system". NGI-Publ.9.

14. Svendsen, J.I., Bondevik, S. og J. Mangerud (2000): "Flodbølge mot norskekysten" GEO Bergverksnytt, Nr.3, Tapir, Trondheim.

15. Walberg, Ø. (1993): Verdalsboka. Bind B, Bilag 3. "Geologi – Geoteknikk. Leirras – årsaksforhold og rasutvikling" (forfattet av Janbu, Nestvold, Røe og Sveian).

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

ERFARINGER FRA SKREDHØSTEN PÅ ØSTLANDET 2000

Experience from landslides in eastern part of Norway, autumn year 2000

Avdelingsleder Steinar Hermann
Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

Høsten 2000 på Østlandet er den mest nedbørsrike siden målingene startet på Blindern i 1895. I november falt det 279 mm og dette utgjør 382 % av normal månedsnedbør. Den langvarige og sterke nedbøren medførte et stort antall jordskred. Heldigvis unngikk vi store leirskred eller kvikkleireskred. Skredene hadde begrenset dybde og ble hovedsakelig utløst på grunn av erosjon langs vassdrag eller oppbløting og nedsatt fasthet av de øvre jordlagene (tørrskorpesonen, fyllmasser). Skred i silt-/finsandmasser forekom også.

Ingen personer ble drept eller skadet. Mange innbyggere måtte evakueres fra sine hjem, enten på grunn av skred eller skredfare. Det oppsto store materielle skader både på bygninger og infrastruktur. En rekke eksempler på uheldig boligbygging i forhold til skredfare ble registrert

Det geotekniske fagmiljøet ble trukket inn i beredskapsarbeidet. NGI opprettet en døgnkontinuerlig vakttelefon og 15 – 20 medarbeidere jobbet mer eller mindre kontinuerlig i tre uker med befaringer, akuttvurderinger av skredfare, evakuering, akutte sikringstiltak, tilbakeflytting mm. Samtidig var 2 – 3 personer engasjert med å besvare flere hundre henvendelser om skred- og skredfare.

SUMMARY

Autumn 2000 was the most rainy period in eastern Norway since weather observations were initiated at Blindern (Oslo) in 1895. Accumulated rainfall in November was 279 mm or 382 % of the monthly normal. This heavy and prolonged rainfall led to several landslides due to erosion in waterways and infiltration of water and subsequent decrease of shear strength in the dry crust zone and earth fills. We also had some cases of mudslides in sandy/silty material.

There were no fatalities or injuries, but many people were evacuated from their homes due to landslides and risk of landslides. Material damage to both private property and infrastructure was considerable. A series of examples of unfortunate residential building in relation to landslide risk were uncovered.

NGI had a key role in the emergency preparedness work. Approximately 15 – 20 of the staff worked more or less continuously over three weeks with multiple aspects of the landslide hazards.

INNLEDNING

Været på Østlandet senhøsten 2000 er blant mange karakterisert som det verste i "manns minne". Det ble i november 2000 satt nedbørsrekorder ved flere av målestasjonene i Oslo og Akershus. Elver og bekker gikk flomstore. Sterk og intens nedbør over flere uker medførte et sort antall skred.

Heldigvis unngikk vi store leirskred, men de som ble rammet av skred, opplevde situasjonen nokså dramatisk. Ingen mennesker ble direkte skadet eller drept av skred, men den psykiske belastningen på innbyggerne i de mest utsatte områdene var i perioder stor og må ikke undervurderes. Det oppsto betydelige materielle skader, både på bygninger og infrastruktur.



Figur 1 *Skred i en ravineskråning inntil et bolighus i Gamle Trondheimsveg i Sørum kommune, på grensen til Nannestad. Dette var blant de første skredene som ble rapportert og utviklet seg fra en mindre overflateglidning til et relativt stort skred. Huset bak står fortsatt, men er kondemnert. Det er senere utført stabiliserende tiltak med kulvertering og motfylling i bunn av ravine for å sikre nabohus.*

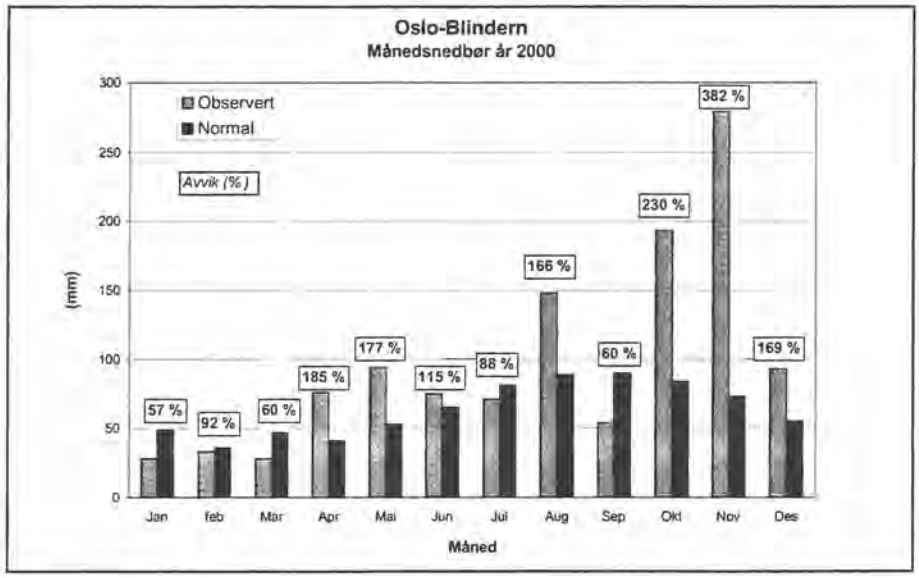
Lokalberedskapen i flere kommuner ble satt på en skikkelig prøve. En tid ble situasjonen ansett for å være så alvorlig at utrykk som "en landsdel på randen av krise" ble brukt. Store deler av det geotekniske fagmiljøet i Sør-Norge ble trukket inn og fikk en sentral rolle i beredskapsarbeidet. I slike krisesituasjoner føler man at fagkunnskapen virkelig kommer samfunnet til gode.

Denne artikkelen oppsummerer NGIs erfaringer fra skredhøsten 2000. I tillegg setter den fokus på en del utforinger i forbindelse med håndtering av akutt skredfare, skredulykker og sikring.

HVOR ILLE VAR EGENTLIG VÆRET HØSTEN 2000 ?

For å besvare dette spørsmålet har vi tatt utgangspunkt i observasjoner fra den metrologiske målestasjonen ved værvarslingen på Blindern i Oslo. Figur 2 viser månedsnedbøren (mm/mnd) for år 2000 sammen med normalnedbøren i tilsvarende periode. I samme diagram er avvik fra normalen målt i prosent (%) angitt.

Året 2000 sett under ett ble relativt fuktig. I de sentrale delene av Østlandet og Sørlandet viser målinger at årsnedbøren utgjør 150 – 175 % av normalnedbøren på årsbasis. For Oslo sin del viser målingene nedbør godt over normalen (180 – 190 %) i april/mai samt august. Juni og juli viser normale nedbørsmengder, mens september var relativt tørr (60 %). I oktober øker nedbøren til 193 mm (230 %), og med ytterligere økning i november, helt opp til 279 mm (382 %). Dette er den desidert største månedsnedbøren som noen gang er målt i Oslo siden målingene startet her i 1895. Den gamle rekorden stammet fra 1970 og var på 180 mm.

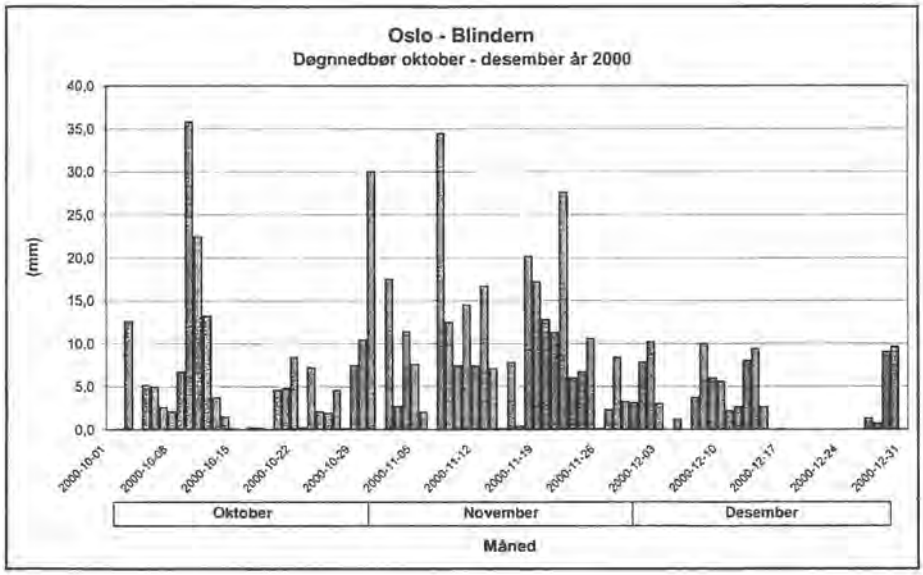


Figur 2 *Observert månedsnedbør og normal månedsnedbør på Blindern i Oslo. (Kilde: DNMI, Klimaavdelingen).*

Nedbøren i oktober 2000 tilsvarer omtrent 50 års nedbøren. På grunn av manglende datagrunnlag er det ikke mulig å beregne returperioden for nedbøren i november eksakt. Klimaavdelingen ved DNMI opplyser at denne verdien er eksepsjonell høy og vi snakker antagelig om 100 – 500 års nedbøren.

Figur 3 viser døgnnedbør (mm/døgn) for perioden oktober – desember 2000. Den høyeste målte døgnnedbøren både i oktober og november ligger på ca. 35 mm. Dette er ikke spesielt høyt og tilsvarer 5 års nedbøren. Det er med andre ord den jevne og langvarige nedbøren som karakteriserer nedbørsforholdene i oktober og spesielt november 2000. Dersom vi på toppen av dette hadde fått perioder med meget høy nedbørsintensitet, for eksempel 60 – 80 mm/døgn, er det grunn til å anta at vi hadde opplevd skredulykker av en helt annen dimensjon enn de som inntraff.

Ut fra et skredteknisk synspunkt er det også ugunstig med en forutgående tørr periode slik som i september. Dette medfører uttørking og sprekkedannelser i tørrskorpesonen, noe som bidrar til raskere infiltrasjon når det begynner å regne etterpå.



Figur 3 *Observert døgnnedbør på Blindern i Oslo for perioden oktober – desember 2000. (Kilde: DNMI, Klimaavdelingen).*

MANGE AKTØRER OG UKLARE ANSVARSFORHOLD

Ved skredulykker og situasjoner med akutt skredfare involveres en rekke aktører; privatpersoner/grunneiere (skadelidte), lokale og sentrale myndigheter, politi, forsikringsselskaper, media, skredeksperter mfl. avhengig av omfanget. Dette er forsøkt illustrert i figur 4.



Figur 4 *En familie på Vøyenenga i Bærum måtte nylig evakueres etter at grunnen foran huset raste ut. Skåningen er om lag 10 – 12 m høy og i foten renner en middels stor bekk. I slike situasjoner er det ikke opplagt hvem som har ansvaret for å utbedre skaden. Som geotekniker må vi både ta vare på de berørte og samtidig veilede flere av aktørene for å få til et samarbeide om en felles løsning.*

Opptil ti departementer og en rekke underliggende etater og instanser har ansvar for de ulike deler av de tiltakene som må iverksettes.

I akutte situasjoner kan det ofte være riktig å gjennomføre strakstiltak for å avverge større skader. Da kan det for eksempel være uklart hvem som har ansvaret eller er villig til å betale regningen. Et annet mulig problem er at evakuerte personer ikke får tilstrekkelig klare beskjeder om når de kan flytte tilbake til husene sine. De uklare ansvarsforholdene kan forstyrre en effektiv organisering og gjennomføring av redningsarbeidet, og i verste fall sette menneskeliv og store materielle verdier i fare.

NGI har erfaring med at vi ofte kommer i en situasjon hvor vi må bistå flere av aktørene og samtidig lose de skadelidte gjennom en byråkratisk jungel. Vi har eksempler på at vi i samme sak har jobbet for tre oppdragsgivere i løpet av en dag.

I etterkant av skredhøsten 2000, har NGI derfor ved flere anledninger tatt initiativ overfor flere departementer om at det trengs en nasjonal strategi for kartlegging av risiko for skred, herunder ansvaret for beredskapen og håndtering av akutte skredhendelser. Det er nå nedsatt et interdepartementalt utvalg som utreder myndighetenes ansvar i forbindelse med skred.

NGI, i samarbeid med Direktoratet for sivilt beredskap (DSB) og Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) arrangerte i midten av oktober i år et seminar om *"Beredskap, krisehåndtering og sikring ved akutt skredfare og skredulykker"* med 110 deltakere. Den store deltakelsen viser at dette er et aktuelt tema som mange er opptatt av.

DØGNKONTINUERLIG BEREDSKAP

NGI har som privat stiftelse ikke noe formalisert ansvar eller fullmakter i forbindelse med beredskap og akutt skredfare. I kraft av å være et skredfaglig kompetansesenter, ble vi imidlertid raskt trukket inn og fikk en sentral rolle i de ulike deler beredskapsarbeidet.

De første skredene inntraff i månedskiftet oktober/november. Lørdag 4 november 2000 skjedde et skred på Viul øst for Hønefoss som blant annet medførte stengning av Bergensbanen. Akuttberedskapen her fungerte meget bra, takket være gode beredskapsplaner.

Skredhyppigheten tiltok i takt med nedbøren. Data fra DNMI viste at nedbøren i oktober var opptil 200 – 300 % over normalen. Prognosene viste at man de første dagene ventet en sterk økning i nedbøren.

Mandag 6 november besluttet vi å sende vi ut en pressemelding hvor vi varslet økt skredfare. Vi fokuserte da primært på faren for mindre skred i bratte skråninger eller skråninger ned mot vassdrag hvor det foregår erosjon. Samtidig varslet vi økt fare for større leirskred og kvikkleireskred. Vi ga også en del råd om hvordan publikum burde forholde seg dersom de ble berørt av skred og henstilte alle om å følge med og rapportere om sprekker og innsynkninger i terrenget til kommunale myndigheter og politi. Pressemeldingen ble tatt inn i alle aviser i de områder som var berørt og i radiomeldinger lokalt og regionalt.

Dette medførte en eksplosjon av henvendelser fra privatpersoner, lokale myndigheter, forsikringsselskaper og ikke minst politi/lensmenn. Vi besluttet da på eget initiativ å opprette en døgnkontinuerlig beredskap med blant annet en vakttelefon hvor vi kunne nås 24 timer i døgnet.

Tilgjengelige ressurser, både personell og utstyr, ble allokert for å håndtere innkomne henvendelser om inntrufne skred og skredfare. Andre løpende oppdrag og prosjekter måtte vike plass. Mellom 15 – 20 personer var mer eller mindre kontinuerlig over en

periode på tre uker engasjert i skredberedskap. I denne perioden utførte vi om lag 60 betalte skredoppdrag. Typiske arbeidsoppgaver omfattet befaring, vurdering av akutt skredfare, evakuering, akutte sikringstiltak, tilbakeflytting med mer. Flere oppdrag var av betydelig størrelse og hvor det blant annet var påkrevd med grunnundersøkelser.

I samme periode hadde vi 2 – 3 personer som kontinuerlig håndterte flere hundre henvendelser om skred og skredfare. På grunn av begrensede ressurser måtte vi foreta en streng prioritering av hvilke saker vi rykket ut på. Denne utsilingen måtte tas over telefon, og til tider kunne dette være en meget vanskelig oppgave. På grunnlag av disse erfaringene utarbeidet vi en veiledning om *"Førstevurdering av skredfare"*. Denne ble sendt ut til beredskapsavdelingene hos Fylkesmannen og de mest utsatte kommunene. På grunnlag av de råd som her ble gitt, blant annet om hva man bør se etter ved befaring, kunne teknisk personell i kommunene ta hånd om den første vurderingen av situasjonen, herunder behov for ekspertbistand. Videre beskriver veiledningen informasjon om hvilket grunnlagsmateriale skredeksperten trenger for å gjøre sine vurderinger, og som kommunen eller andre kan klargjøre. Denne enkle veiledningen ble meget godt mottatt og viste seg å fungere meget bra til det formål den var tiltenkt (Hjelp til selvhjelp).

RISIKOKARTLEGGING AV SKREDFARLIGE LEIROMRÅDER

Skrekkscenariet var at det skulle inntreffe et stort leirskred (kvikkleireskred) i områder med store befolkningskonsentrasjoner, for eksempel på Romerike. I og med at et så stort område var utsatt, var det ikke mulig å evakuere store områder som i utgangspunktet kan være utsatt for denne type skred.

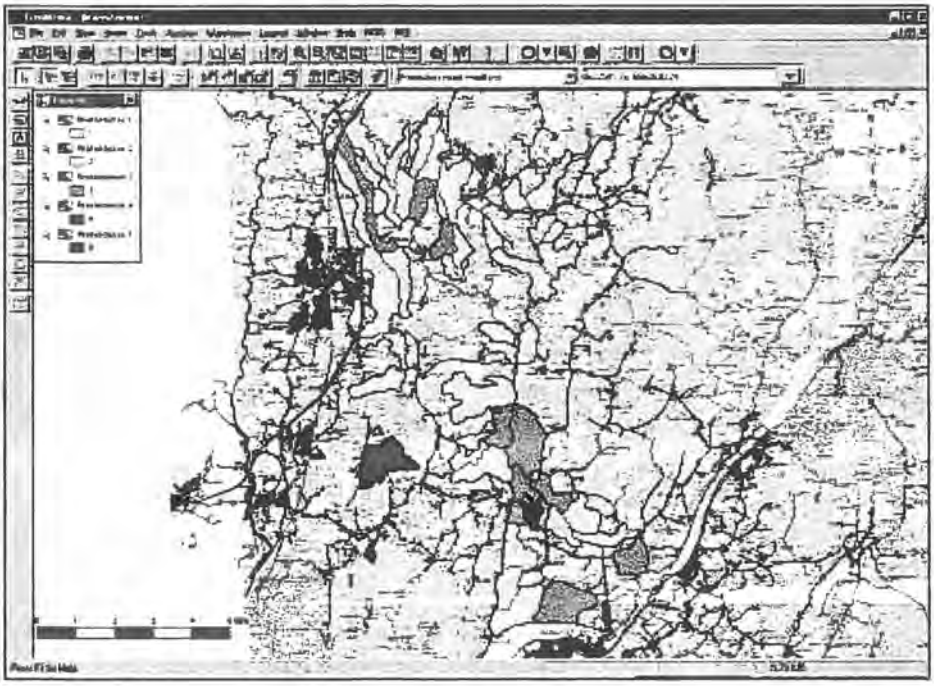
På dette tidspunkt manglet man også et egnet beslutningsverktøy for å kunne identifisere de områdene som er mest utsatt (høyest risikoklasse). Faresonekart kvikkleireskred, som ble benyttet i vurderingene, angir bare områder med potensiell skredfare, uten noen form for differensiering av faregrad og konsekvens.

I 1999 startet NGI arbeidet med utvikling av en metode for klassifisering av faresoner for kvikkleireskred. Metoden er basert på en evaluering av "skadekonsekvens" og "faregrad". Evalueringen foretas ved at det beregnes poeng for hver sone i henhold til bestemte klassifiseringskriterier. Avhengig av antall poeng, beskrives skadekonsekvensen som enten *mindre alvorlig, alvorlig* eller *meget alvorlig.* Tilsvarende beskrives faregraden som enten *lav, middels eller høy.*

Kombinasjonen av skadekonsekvens og faregrad til en faresone, vil plassere sonen i en av *fem risikoklasser*, som vist i tabellen under. Risikoklassen til en sone vil være bestemmende for prioriteringen av denne sonen i det videre arbeidet med sikring mot skred.

Skadekonsekvens	Faregrad		
	Lav	Middels	Høy
Mindre alvorlig	1	2	3
Alvorlig	2	3	4
Meget alvorlig	3	4	5

Risikoklasse 5 omfatter soner med høyeste skadekonsekvens og høyeste faregrad. Risikoklasse 4 vil for det meste omfatte soner med tett bebyggelse. Faregraden vil være "middels" eller "høy". Soner i risikoklasse 4 og 5 vil få høyeste prioritet. Risikoklasse 3 vil omfatte soner med til dels tett bebyggelse. I risikoklasse 1 og 2 vil det normalt ikke være aktuelt å foreta noen form for videre evaluering eller tiltak. Figur 5 viser et eksempel på et slikt risikokart for deler av Romerike.



Figur 5 *Eksempel på risikokart for skredfare i leirområder.*

Den nylig igangsatte risikokartlegging av skredfarlige leiområder vil bedre skredberedskapen betraktelig. Risikokartene vil være et viktig hjelpemiddel ved prioritering av forebyggende tiltak. Det er derfor viktig at det blir stilt midler til rådighet for å gjennomføre en slik kartlegging i alle aktuelle deler av landet. Risikokartleggingen er en del av NVEs program for *"Økt sikkerhet mot leirskred"*. Kartleggingen utføres av NGI.

KARAKTERISTISKE TREKK VED SKREDENE

Skredene som inntraff høsten 2000 var alle direkte influert av nedbør. Vi har begrensede erfaringer med denne type jordskred her i landet. I andre deler av verden, spesielt Asia og Mellom-Amerika, forekommer slike skred hyppig i forbindelse med intens nedbør. Det er også grunn til å forvente at hyppigheten av slike skred vil øke her til lands dersom vi får oppleve tilsvarende nedbørsperioder som høsten 2000, evt. kortere perioder med høy nedbørsintensitet. De skredene vi var involvert i kan grovt deles i fire hovedgrupper.

Skred pga erosjon langs vassdrag

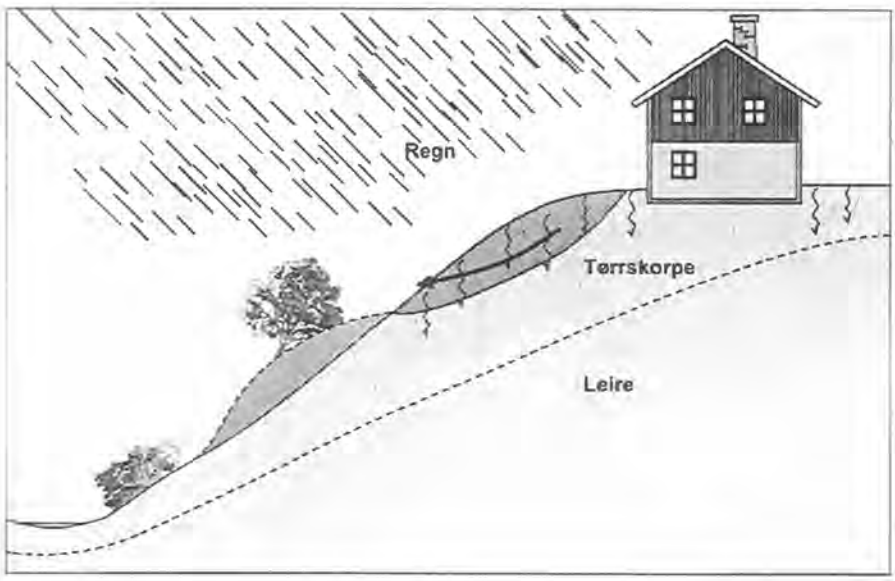
Dette er en helt klassisk og vanlig forekommende skredtype. Ved stor vannføring i elver og bekker øker erosjonen i foten av skråninger. Når undergravingen blir tilstrekkelig stor, glir jordmassene ut. Omfanget kan variere fra mindre overflateglidninger med liten konsekvens til større utglidninger som kan medføre oppdemning av vassdraget. Når vannet stiger og til slutt bryter gjennom kan det oppstå ukontrollert erosjon, som kan ha dramatiske konsekvenser dersom det er kvikkleire i grunnen.



Figur 6 Typisk skred langs vassdrag på grunn av erosjon i foten av skråning.

Skred i tørrskorpesonen

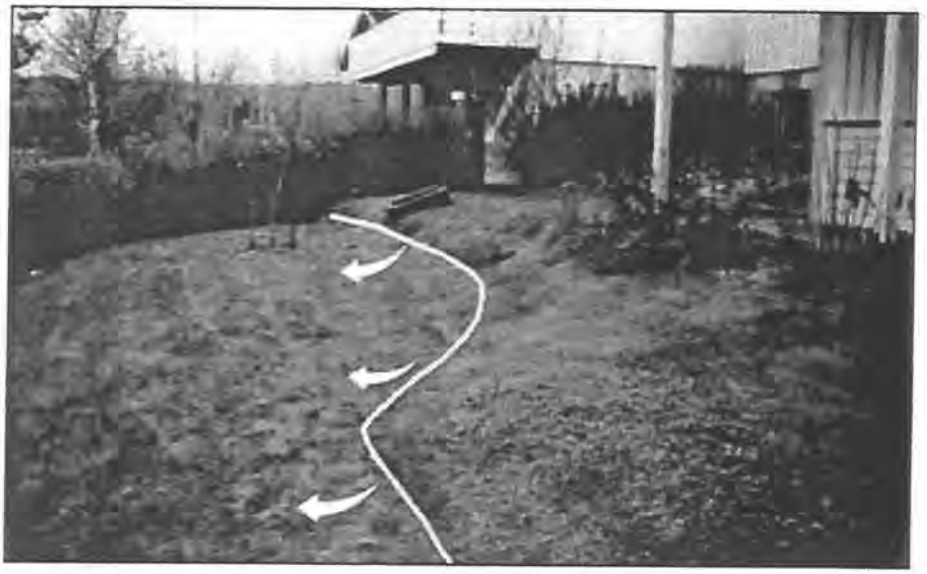
Dette var en av de dominerende skredtypene sist høst og som ofte skjer i ravinert leirterreng, slik som illustrert på figur 7. Under normale værforhold er leira i tørrskorpesonen fast og selv høye skråninger står tilsynelatende stabilt med helning opp i mot 1 : 2. Det er således ikke uvanlig at det bygges boliger helt ut mot skråningen hvor utsikten er best. I teleløsningen forekommer av og til sig i overflaten. Tørrskorpeleira er ofte forvitret og inneholder sprekker, alt fra åpne sprekker nær overflaten til tynne mikrosprekker dypere ned. Over grunnvannstand har man i deler av året negative poretrykk (sug), noe som bidrar til økt stabilitet.



Figur 7 *Skred i tørrskorpesonen. Prinsipp*

I perioder med langvarig og sterk nedbør infiltreres vann ned i grunnen gjennom sprekkemønsteret og suges opp i leira. I tillegg til økt grunnvannstand, medfører denne oppbløtingsprosessen at leira sveller med det resultat at styrken reduseres. Dette er en prosess som tar noe tid. Slike skred inntreffer derfor sjelden plutselig, men man får ofte et forvarsel i form av innsynkning av terrenget og sprekkedannelse, slik som vist på figur 8.

Skredene har ofte begrenset størrelse, men oppleves dramatisk for de som opplever at plenen helt inntil huset forsvinner. Normalt blir skredmassene liggende i skråningen. Dersom skredmassene er veldig bløte og siltige, har vi eksempler på at de har rent nedover hele skråningen og truffet hus og infrastruktur nedenfor.



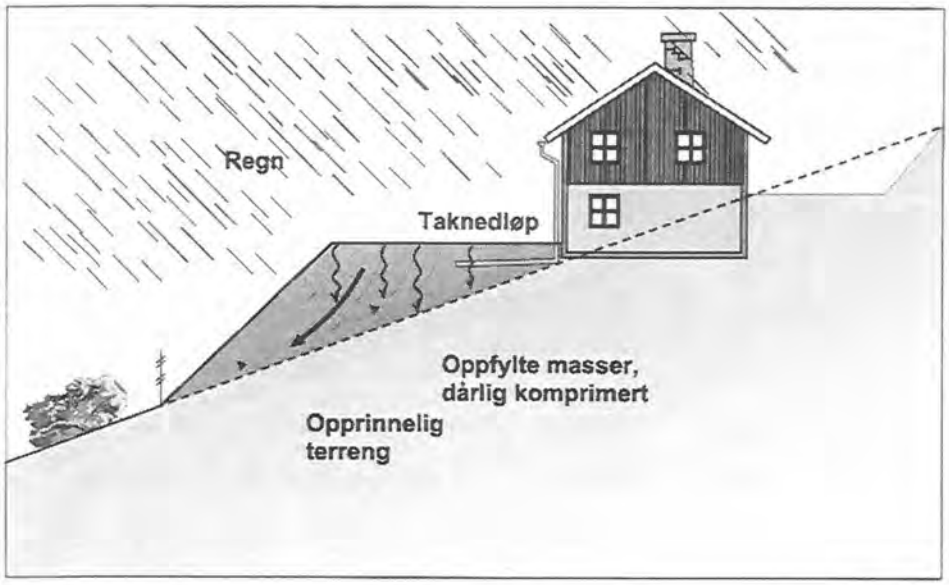
Figur 8 *Markert innsynkning i terrenget foran bolighus tyder på dårlig stabilitet i tørrskorpesonen og at utglidning er på gang*

Skred i fyllmasser

Denne skredtypen har en del fellestrekk med foregående type og inntreffer typisk i boligområder i bratt leirterreng, slik som illustrert på figur 9. En helt vanlig utførelse ved slike forhold er at man graver ut for og fundamenterer huset på intakt leire. Gravemassene benyttes til oppfylling foran huset for å etablere uteplass og plen. Fyllingsfoten legges helt inntil nabogrensen på nedsiden, ofte understøttet av kamstål og stablede jernbanesviller. Det benyttes så bratt skråning som mulig, for å maksimere uteplassen, og komprimeringen er så som så.

Når det regner kraftig over lang tid, infiltreres vann i fyllmassen og styrken reduseres. Når styrken er blitt tilstrekkelig lav, sklir fyllingen ut. Bruddflaten går enten i overgangen mot naturlig grunn, eller gjennom fyllmassene nær fronten av fyllingen. Sist høst hadde vi mange slike tilfeller i relativt nye boligområder på Romerike. Et typisk eksempel er vist på figur 10.

I tillegg har vi mange eksempler på at avløp fra taknedløp bare avsluttes i fyllmassene. Dette bidrar til ytterligere oppbløting av massene.



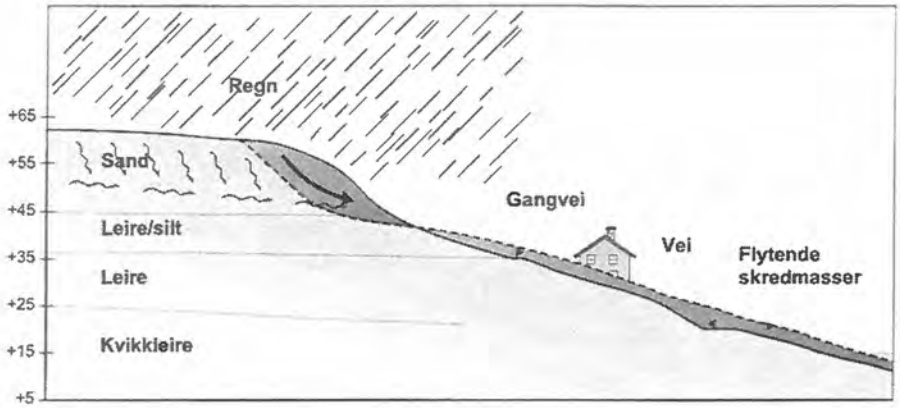
Figur 9 *Skred i fyllmasser. Prinsippskisse*



Figur 10 *Skred i fyllmasser foran hus i bratt leirterreng*

Skred i finsand/silt

Skred i finsand/silt skjer oftest i relativt bratte skråninger, slik som vist på typisk snitt i figur 11. Samme situasjon er vist forfra på bilde i figur 12. På grunn av negative poretrykk (sug) kan slike bratte skråninger, under normale værforhold, stå tilsynelatende stabilt. Økt grunnvannstand/poretrykk og spesielt i kombinasjon med utadrettede strømningsgradienter nær overflaten som følge av kraftig nedbør, er ofte den utløsende årsaken til disse skredene. Skredmassene blir ofte helt flytende og en blanding av jord og vann flommer nedover skråningen og kan medføre skader på hus og infrastruktur, figur 13.



Figur 11 *Typisk snitt for skred i finsand/silt ved Åmot, Modum kommune.*



Figur 12 *Skred i finsand/silt ved Åmot, Modum kommune. Skredmassene krysset gang-/sykkelveg (skoleveg) i skråningen, passerte like forbi huset og krysset vegen før det stoppet opp*



Figur 13 *Skred i finsand/silt ved Minnesund. Beboer i rullestol ble innesperret i huset.*

VARIERENDE SKREDBEREDSKAP I KOMMUNENE

Den lokale beredskapen i mange kommuner ble satt på prøve. Kommunene utgjør i dagens samfunn fundamentet i beredskapsarbeidet, også i forhold til skredfare og skredulykker. Vi vil berømme flere kommuner (Sørum, Gjerdrum, Ringerike, Drammen og sikkert mange flere) for den måten de taklet denne vanskelige situasjonen på. Disse kommunene hadde alle gode og oppdaterte kriseberedskapsplaner. Vår rolle i denne situasjonen var blant annet å holde kriseledelsen oppdatert om utvikling av skredfaren i de mest utsatte delene av kommunen og delta på folkemøter, spesielt i forbindelse med evakueringer.

Noen andre kommuner hadde ikke på samme måte forstått hvilket ansvar de har for å ta vare på innbyggere som blir evakuert og berørt av skred. Vi har skrekkeksempler på tilfeller hvor eneste respons fra kommunen, ved henvendelse om skred, var at utbedring av skaden svar søknadspliktig. De sendte derfor den berørte en bunke med søknads-skjema (Plan- og Bygningsloven). Heldigvis tilhører dette unntakene.

Vi hadde også eksempler på at kommuner, som har store områder som på faresonekart kvikkleireskred er avmerket som "potensielt skredfarlige", ringte og lurte om det var områder med skredfare i kommunen og hvor de kunne skaffe seg slike kart.

STOR PÅGANG FRA MEDIA

Vi opplevde en enorm pågang fra media både dag og natt. Det er ikke alltid like lett å beholde en hyggelig tone når man natt etter natt blir ringt opp fra ulike redaksjoner på jakt etter siste nytt. Selv om de gjentatte ganger fikk beskjed om å kontakte vår innformasjonsleder, prøvde de å oppnå kontakt med fagfolkene. Motivasjonen for dette var klar. De ville komme nærmest opp til nyheten.

De spørsmålene journalistene gjerne ville ha svar på var ikke uventet av typen:

- Hvor er det skredfarlig ?
- Hva skal til for at det går skred ?
- Hvor er skredfaren større enn andre steder ?
- Hva skal vi se etter, får vi noe forvarsel ?
- Når er skredfaren over ?
- Kan dere garantere at det er trykt å flytte tilbake ?

Til tross for urolig nattesøvn, er vi godt fornøyd med det samarbeidet vi hadde med media i denne situasjonen. Media får i krisesituasjoner en viktig rolle i å formidle informasjon til publikum. Det er viktig at fageksperter benytter seg av denne muligheten, tar seg god tid og formidler saklig og lett forståelig informasjon. Vi ble tidlig klar over hvor viktig det er å styre denne kontakten gjennom ett ledd, slik at man "taler med en tunge". Mindre nyanseforskjeller i fremstillingen av en sak fra to personer, kan gi grobunn for aktiv research journalistikk. På denne måten kan saken få en helt annen fremstilling enn hva som er realiteten.

HVA HAR VI LÆRT AV SKREDHØSTEN 2000 ?

Mye kan tyde på at vi går inn i en tid hvor ekstreme værforhold ("ekstremvær") vil forekomme langt oftere enn tidligere. Det er således viktig å lære av erfaringene fra skredhøsten 2000 for å stå bedre rustet neste gang en tilsvarende situasjon dukker opp. Vi har derfor oppsummert en del erfaringer og utfordringer:

- Det trengs en nasjonal strategi for kartlegging av skredfare, herunder ansvaret for berdskapen og håndtering av akutte skredhendelser.

- Det er behov for en avklaring og forenkling av ansvar og myndighet mellom de sentrale aktørene ved skredfare og skredulykker; politi, kommuner, skredeksperter, grunneier, forsikringsselskapene, Naturskadefondet mfl.

- Kommunene bør sørge for å oppdaterte beredskapsplaner som også inkluderer skred og skredfare.

- Det er konstatert en rekke eksempler på uheldig boligbygging i forhold til skredfare, for eksempel hus plassert for nært skråninger, dårlig utført oppfylling osv. Kommunene må derfor vektlegge skred og skredfare langt sterkere i sin arealplanlegging og byggesaksbehandling.

- Vi har begrensede erfaringer med jordskred forårsaket av nedbør her til lands. De faglige erfaringene bør derfor bearbeides og systematiseres, spesielt med tanke på å komme fram til varslingsrutiner og tiltaksgrenser for skredfare. NGI har påbegynt og regner med å fullføre dette neste år.

- Arbeidet med skredkartlegging bør fortsette. I den forbindelse er svært viktig at "risikokartleggingen" gjennomføres som planlagt. Risikokartene er et meget viktig beslutningsverktøy for å vurdere skredfare og prioritere tiltak.

- Det bør etableres ordninger som muliggjør responstid på strakstiltak i forbindelse med akutt skredfare og skredulykker.

- Det er stort behov for kompetanse og informasjon ut til brukere, for eksempel faresonekart og risikokart. I den forbindelse er det viktig at arbeidet med Arealis og Nasjonal skreddadatabase gjennomføres som planlagt.

TAKK TIL STÅ-PÅ-VILLIGE KOLLEGER OG FORSTÅELSESFULLE OPPDRAGSGIVERE

La meg til slutt få takke kolleger ved NGI for en enorm stå-på-vilje over lang tid og under meget krevende arbeidsforhold. Ufyselige værforhold, stort arbeidspress, kombinert med meget krevende avgjørelser om evakuering, tilbakeflyting og lignende, satte medarbeiderne på prøve.

Videre vil jeg også takke våre oppdragsgivere som viste forståelse for at "deres prosjekt måtte lide" til fordel for skredberedskapen. Uten dette hadde det ikke vært mulig å yte den bistand og innta den rolle som NGI fikk i forbindelse med skredhøsten 2000.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

FLODBØLGER ETTER FJELLSKRED — SANNSYNLIGHET OG FARESONERING I ÅFJORDEN, HYLLESTAD

Rock Slide Generated Tsunamis — Probability and Hazard Zoning in Åfjorden, Western Norway

Dr. Scient. Carl B. Harbitz, prosjektleder, Norges Geotekniske Institutt.
Cand. real., Ulrik Domaas, prosjektleder, Norges Geotekniske Institutt.
Ing. Erling Varlid, teknisk sjef, Hyllestad kommune.

SAMMENDRAG

De siste 300 år har seks store fjellskred forårsaket flodbølger i norske fjorder med anslagsvis 20 til 70 omkomne i hvert tilfelle. Vi må regne med 2-3 store fjellskred med slike konsekvenser i hvert århundre.

I 1998 falt et 20 – 30 000 m^3 stort fjellparti fra Katlenova ned i Sørefjorden innerst i Åfjorden, Hyllestad kommune. Bølgene krysset den ca. 1 km brede fjorden og skyllet så mye som 6 m opp i strandsonen på motsatt side. Ingen mennesker ble skadet til tross for store materielle ødeleggelser.

Hyllestad kommune ba NGI vurdere omfang og sannsynlighet av mulige nye fjellskred langs Åfjorden, samt beregne oppskyllingshøyder for flodbølgene. Faren for nye flodbølger er vurdert på grunnlag av: 1) registreringer av fjellskred og bølgehøyder; 2) kartlegging av potensielle skredvolumer og av sjøbunnstopografi mtp. bølgeoppskylling langs fjorden; og 3) beregninger av skredhastigheter og bølgehøyder samt NGI's generelle erfaring med disse emnene.

Til slutt er det utarbeidet et faresonekart for flodbølger som viser hvilke områder som ikke tilfredsstiller plan- og bygningslovens krav til sikkerhet. Kommunen har benyttet faresonekartet til å fatte vedtak om et midlertidig og delvis bygge- og deleforbud med store konsekvenser for virksomhet langs strandsonen.

ABSTRACT

Over the last 300 years, six large rockslides have caused tsunamis in Norwegian fjords killing about 20 – 70 persons in each event. One should expect 2 – 3 large rockslides with such consequences in each century.

In 1998 20 – 30 000 m3 of rocks from the mountain Katlenova fell into the fjord Sørefjorden in the inner part of Åfjorden in Hyllestad, Western Norway. The tsunami propagated across the 1 km wide fjord and reached a maximum run-up height of 6 m on the opposite side. No persons were killed in spite of severe damage.

The municipality of Hyllestad consulted NGI to evaluate the extension and probability of potential future rockslides along Åfjorden, and to calculate the run-up heights following the various slide scenarios. The potential for future tsunamis is evaluated based on: 1) records of previous rockslides and tsunamis; 2) mapping of potential rockslide volumes and of the bathymetry with regard run-up along the shore line; and 3) calculations of slide velocities and wave heights as well as the general experience of NGI in these topics. The results are finally presented as a tsunami hazard map revealing "unsafe areas" according to the Norwegian Building Act.

BAKGRUNN, MÅLSETNING OG GJENNOMFØRING

Historiske fjellskred med flodbølger

Flodbølger som følge av fjellskred utgjør en alvorlig trusel mot befolkning og miljø i norske fjordstrøk. Selv om de inntreffer sjelden i forhold til snøskred og steinsprang, forårsaker de mange av de verste ulykkene. Globalt representerte flodbølger den femte største naturfaren i forrige århundre målt i antall omkomne.

De tre mest alvorlige ulykkene med flodbølger i norsk historie skjedde alle i det 20. århundre: Loen i 1905 og 1936; Tafjord i 1934. Ulykkene krevde til sammen 174 menneskeliv, dvs. 85% av alle som døde i Norge som følge av fjell-, stein- og snøskred i løpet av forrige århundre. Tabell 1 viser en oversikt over flodbølgeulykker som har forårsaket tap av menneskeliv i Norge i historisk tid.

Tabell 1 *Flodbølger som har forårsaket tap av menneskeliv i Norge i historisk tid (kronologisk rekkefølge)*

Sted	År	Maks. vertikal oppskyllingshøyde (m)	Skredvolum (mill. m^3)	Antall omkomne
Stranda	1731	"100 skritt"	> 0.1	17
Tjelle	1756	"50 skritt"	15	32
Lyngen	1810	"Store ødeleggelser"	?	19
Loen	1905	40	0.35	61
Tafjord	1934	62	1.5-3.0	40
Loen	1936	74	1.0	73
Sum:				242

Som følge av tidligere flodbølgehendelser, risikoanalyser og/eller frykt for flodbølger blant lokalbefolkningen, så er overvåkning i form av jevnlig oppmåling eller automatisk registrering av bevegelser i fjellet igangsatt på ca. ti steder i Norge. Om lag halvparten av overvåkingsprogrammene er fortsatt aktive.

Behovet for å foreta risikoanalyser og redusere konsekvensen av flodbølger blir stadig viktigere sett i lys av

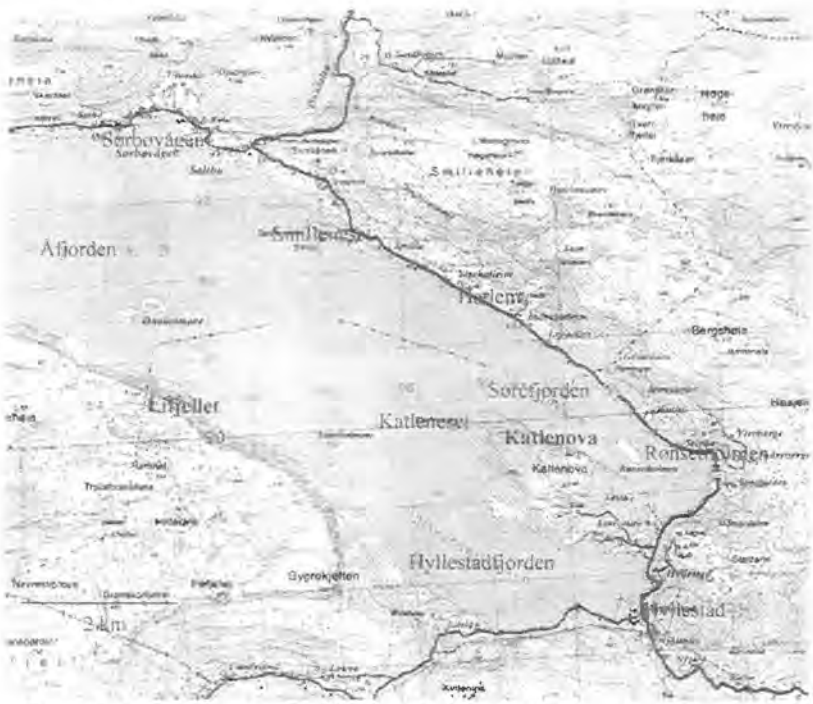
- generelt lavere aksept for å leve risikoutsatt
- økt befolkningstetthet og aktivitet i utsatte områder
- økt økonomisk konsekvens av flodbølgeulykker
- økt økonomisk konsekvens når virksomhet eller installasjoner blir plassert i faresoner

Framtidige ulykker kan reduseres i omfang eller unngås ved risikoanalyser basert på historisk informasjon (databaser), statistiske og geologiske vurderinger, samt studier av skred- og bølgebevegelse. Slike analyser har stor betydning for arealplanlegging og utforming av alle sjønære installasjoner.

I tidligere undersøkelser av flodbølger fra fjellskred har det vært fokusert på oppskylling kun på gitte lokaliteter (ny utbygging, havneanlegg, demning, etc.). Så vidt NGI kjenner til er det ikke gjort undersøkelser tidligere der oppskyllingshøydene er knyttet til faregrenser over et vidstrakt område, slik som det nå er blitt gjort i Åfjorden i Hyllestad. Dette er trolig noe av grunnen til at Statens Naturskadefond har vært interessert i å støtte arbeidet.

Tidligere skredhendelser i Åfjorden

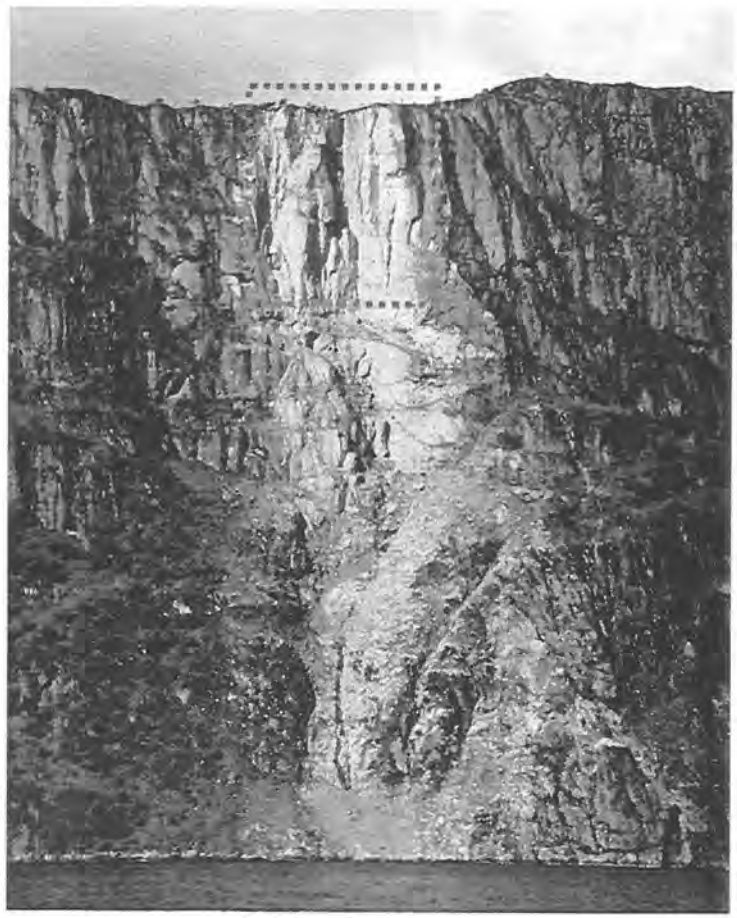
Det har i alle år gått et sagn på folkemunne langs Åfjorden i Hyllestad, Figur 1, om at et større parti av Katlenova vil falle ned i fjorden og at folk skal omkomme i flodbølgene. For Lifjellet lengre ut i fjorden kjenner vi ikke til liknende sagn.



Figur 1: Oversiktskart over Åfjorden, Hyllestad i Sogn

I februar1992 raste det frå Lifjellet. Skredvolumet ble i ettertid anslått av NGI til 25 – 35 000 m^3 (NGI, 1999), Figur 2. Vha. et amatør videoopptak kan skredhastigheten ned mot fjorden anslås til 40 – 50 m/s, og høyden på bølgene som forlater skredområdet anslås til omkring 1 m. Såpass lave bølger kan sannsynligvis tilskrives at skredet ble noe bremset mot utflatninger i fjellet ned mot sjøen, og at massene falt ut i tre omganger. Flodbølgene førte til ødeleggelser på båter og naust. Vinteren 1998-99 ble det registrert flere skred/steinsprang fra Lifjellet, uten at det kunne registreres bølger på nordsiden av fjorden.

19. mars 1998 raste det så i Katlenova. Skredvolumet ble i ettertid anslått til 20-30 000 m^3, Figur 3. Her falt fjellpartiet rett i fjorden. Bølgene skyllet så mye som 6 m opp i strandsonen på motsatt side av fjorden, og voldte betydelige skader på båter, naust, sjøbuer og kaianlegg (NGI, 1999). Høsten 1998 gikk det to nye skred fra Katlenova, hvorav det siste skapte bølger som skyllet 1.5 – 2.0 m opp på motsatt side av fjorden. Siden desember 1999 har det gått flere småskred som har redusert det resterende skredvolumet, kanskje med så mye som 40%.



Figur 2: Lifjellet med skredområdet fra februar 1992



Figur 3: Katlenova med skredområdet fra mars 1998

Saksgang og bidragsytere

Farevurderingene og utredningen for Hyllestad kommune har vært en omstendelig prosess. At aktørene til slutt har kunnet enes om et felles produkt, skyldes i hovedsak tre forhold:

1. Nytenkning i form av faresonekart for flodbølger. Dette er trolig en av grunnene til at Statens Naturskadefond har støttet prosjektet så det har latt seg gjennomføre økonomisk.
2. Full åpenhet gjennom hele saksgangen. Alle rapporter og kommunale vedtak er lagt ut til høring i tillegg til at det er avholdt orienteringsmøter. Dette har ført til et stort lokalt engasjement. Selv om dette også har komplisert prosessen, så har det utvilsomt ført til et mer gjennomarbeidet sluttprodukt som alle har et "eier-forhold" til.
3. Tett og god kommunikasjon mellom oppdragsgiver (Hyllestad kommune) og konsulent (NGI).

Etter skredet i Lifjellet februar 1992 var Fylkesgeologen i Sogn og Fjordane på synfaring både på Lifjellet og Katlenova.

Skredet i Katlenova mars 1998 ble lokalt sett på som langt mer dramatisk enn skredet i Lifjellet. Etter hendelsen hadde kommunen et stort behov for å få kartlagt faren for ytterligere skred fra Katlenova og få vurdert om evakuering var nødvendig. Hyllestad kommune (som de fleste små kommuner) har ikke geologisk fagkompetanse, og kontaktet derfor NGI som stilte på stedet allerede 2 dager etter skredet. Konklusjonen var at det ikke var overhengende fare for skred av samme størrelse. Det ble anbefalt ny synfaring til sommeren. Kostnadene ved denne første undersøkelsen ble i sin helhet dekket av Hovedredningssentralen Sør-Norge.

Oppsitterne overfor Katlenova langs Åfjorden følte det vanskelig å bo slik i uvisshet, og var tidlig ute med å be kommunen om nærmere undersøkelser. Etter at det var kartlagt at det ikke var overhengende fare for nye ras fra Katlenova ble den kommunale behandlingen påbegynt. I april 1998 nedla kommunestyret foreløpig bygge- og deleforbud inntil alle utredninger var ferdige. Det ble innvilget stønad fra Statens Naturskadefond for de forestående undersøkelsene.

NGI foretok en nærmere synfaring av Lifjellet og Katlenova høsten 1998. Det ble etablert målepunkter for overvåking av Lifjellet. Rapporten som påviste faren for skred fra Katlenova og Lifjellet ble sendt på "høring" til oppsitterne. Den omhandlet ikke eventuelle konsekvenser av skredene, men førte likevel til flere innspill og vesentlige meningsytringer. Etter stort påtrykk fra lokalbefolkningen vedtok så kommunestyret i mars 1999 å få utredet mulige konsekvenser. Også til dette arbeidet ble det innvilget stønad fra Statens Naturskadefond.

NGI foretok så en ny befaring på Katlenova med supplerende kartlegging sommerstid og markering av foreslåtte målepunkter. Videre ble hele strandsonen og bebyggelsen som kan rammes av eventuelle flodbølger i Åfjorden etter fjellskred fra Lifjellet og Katlenova befart. Deretter beregnet NGI forventede oppskyllingshøyder langs land som følge av de sannsynlig "verst tenkelige" skred fra Lifjellet og Katlenova (se nedenfor).

Rapporten var ferdig og ble lagt ut til offentlig ettersyn i oktober 1999. Resultatene er presentert som faresoner på økonomisk kartverk i målestokk 1:5000 som viser hvilke områder som kan rammes av flodbølger slik at de ikke tilfredsstiller plan- og bygningslovens krav til sikkerhet, Figur 5. Dette gjør det mye enklere å trekke grenser for evt. byggeforbud samt gjør det mulig å håndtere risiko i kommunens *"risiko og sårbarhetsarbeid"*, se nedenfor.

Også denne gangen førte den offentige utleggingen til mange reaksjonar fra lokalbefolkningen, til tross for at det var befolkningen som hadde presset fram utredningen. Nå fryktet beboerne i hvilken grad et byggeforbud ville bli vedtatt. Det er imidlertid slik at når en naturfare først er påvist, så kan ikke kommunen bare overse denne ved utstedelse av byggetillatelse, jfr. §68 i plan- og bygningsloven.

Etter den offentlige utleggingen ble konsekvensrapporten politisk behandlet flere ganger i løpet av år 2000 sammen med administrasjonens forslag til bygge- og deleforbud. Dette førte til mye meningsutveksling. Uttalelser på konsekvensene av å nedlegge bygge- og deleforbud ble innhentet fra kommuneadvokat, forsikringsforbundet med flere. Det hele har vært en vanskelig sak for kommunen som kan komme i erstatningsansvar både ved å legge ned et unødig byggeforbud og ved å *ikke* legge ned et rettmessig byggeforbud.

Etter ønske fra lokalbefolkningen ble det arrangert et orienteringsmøte i november 2000, med kommunen, NGI og et stort antall lokalpersoner representert i tillegg til media.

Etter folkemøtet har det vært noe brevveksling om ulike juridiske vurderinger. Saken skal opp i kommunestyret igjen nå i høst for å avgjøre om en skal nedlegge et permanent bygge- og deleforbud.

OM BEREGNING AV FLODBØLGER SOM FØLGE AV FJELLSKRED

Skred som faller i fjorder eller innsjøer danner tyngdebølger som normalt fortoner seg som en mellomting mellom dønninger og tidevann. Flodbølger dannet av fjellskred betegnes gjerne "tsunamis".

Flodbølger etter fjellskred er et komplisert fenomen som kan deles i fire faser:

1) skredets bevegelse;
2) energioverføring fra skred- til vannbevegelse;
3) bølgeutbredelse i åpent vann;
4) bølgeoppskylling i strandsonen.

Bølgenes karakteristika avhenger av skredets volum, form og hastighet, så vel som vanndypet. Karakteristisk overflatehevning vil normalt være mye mindre enn vanndypet i størstedelen av området. Dette er innfridd også i dette konkrete tilfellet, og fører til at enklere, lineære likninger er gyldige i mesteparten av området.

Bølgene kan normalt klassifiseres som lange bølger, dvs. at størsteparten av den energi som overføres fra skred- til vannbevegelse fordeles på bølgelengder mye større enn karakteristisk vanndyp. Ut fra dette følger at de vertikale variasjoner i horisontal-hastigheten er små, og at trykket er tilnærmet hydrostatisk.

Sagt med andre ord er bevegelsen på ethvert sted tilnærmet den samme i hele vanndypet. Den såkalte "bunnbølgen" er således kun en myte. Begrepet har oppstått fordi bølgen ofte ikke observeres før den "dukker opp" inne ved land. Øyenvitner har derfor konkludert med at bølgen følger bunnen. At bølgen synes best inne ved land skyldes imidlertid bare at den blir krappere, dvs. både kortere (fordi hastigheten avtar) og høyere (fordi energitransporten må være konstant) på grunnere vann inn mot land.

I dette arbeidet er beregningene av overflatehevningene utenfor skredområdet basert på NGI's generelle erfaring med flodbølger, samt tyngre beregninger av flodbølger etter andre skred utført vha. datamaskin. Dette inkluderer både etterberegninger av historiske hendelser der resultatene er i god overensstemmelse med observasjonene, og prediksjoner av mulig framtidige hendelser.

Slike sammenlignende studier er alltid forbundet med en viss usikkerhet. Alternativt kan benyttes ulike analytiske og empiriske beregningsmodeller. Disse modellene er imidlertid todimensjonale og temmelig konservative. Dessuten er de svært følsomme for

skredtykkelse, representativt vanndyp utenfor skredområdet eller skredets gangtid under vann, dvs. størrelser som er svært vanskelig å anslå i irregulære geometrier.

Bølgens videre utbredelse vekk fra skredområdet og mot land er basert på generell teori for bølgeforplantning i åpent vann og oppskyllingen langs skrånende strender.

Under utbredelsen bort fra skredområdet vil bølgens form endres avhengig av dempning og bunntopografi. Først avtar bølgehøyden som følge av radiell spredning når energien spres over et stadig større område. Bølgehøyden er således omvendt proporsjonal med kvadratroten av avstanden fra skredområdet. I tillegg utsettes bølgen for refraksjon, diffraksjon, refleksjon, interferens, fokusering, og amplifikasjon.

Med overflatehevning menes bølgetoppens høyde over likevektsnivå, mens bølgehøyde er definert som høydeforskjellen mellom bølgetopp og bølgedal. Disse begrepene benyttes for å beskrive bølger i åpent vann, mens oppskyllingshøyden er den maksimale vertikalhøyden bølgen når opp på land over likevektsnivået.

Amplifikasjonsfaktoren, dvs. forholdet mellom oppskyllingshøyden og overflatehevningen for innkommende bølge på dypt vann, er hovedsakelig bestemt av bølgelengden og helningen i strandsonen, eller mer presist forholdet mellom lengden på innkommende bølge og lengden på horisontalprojeksjonen av oppskyllings-skråningen under likevektsnivå.

Amplifikasjonsfaktoren for bølger mot en skrånende strand vil normalt være omkring 2-4. Lokale forhold kan imidlertid føre til refraksjon, interferens og fokusering som øker oppskyllingshøyden ytterligere. Vi vil derfor anslå en faktor opptil 5-6 i områder spesielt utsatt for slike effekter (for eksempel bukter og nes). For oppskylling langs en slak, "ideell" skråning er amplifikasjonsfaktoren maksimalt omkring 6. For refleksjon mot en tilstrekkelig høy tilnærmet vertikal vegg er amplifikasjonsfaktoren omkring 2.

Bølgemønsteret kan naturligvis beregnes med større nøyaktighet vha. numeriske simuleringer eller laboratorieforsøk. Slike studier er imidlertid langt mer tidkrevende og kostbare, og uansett metode vil man sitte igjen med en viss usikkerhet. Metode og omfang må således velges ut fra en kost/nytte-vurdering.

BØLGEHØYDER

Beregnede bølgehøyder for mulig skred fra Lifjellet.

Volumet på et sannsynlig "verst tenkelige" skred er anslått til 57 000 m^3. Trolig vil et slikt volum løsne i flere omganger, men i en "verste tilfelle" analyse er det naturlig å anta at alt løsner samtidig.

Det eventuelle skredet vil ikke stupe rett i sjøen, men miste mye av sin energi både når det faller ned i "skålen" under midten av skråningen, Figur 2, og når det sklir ned ura de nederste 70-100 m mot sjøen. Ut fra dette anslås hastigheten av skredet når det treffer vannet til omkring 45 m/s.

I en "verste tilfelle" analyse er det videre naturlig å anta at skredet har en slik form at hele volumet faller i sjøen og bidrar til bølgedannelsen. Dette er sannsynlig med den aktuelle bunnprofilen. Et volum på 57 000 m^3 som treffer vannet med en hastighet på 45 m/s vil etter våre anslag gi opphav til en initiell overflatehevning på omkring 5 m utenfor skredområdet.

Som følge av radiell spredning vil en bølge som har en overflatehevning på 5 m ca. 50 m fra land på motsatt side av fjorden 2500 m unna ha en overflatehevning på omkring 0.7 m før den amplifiseres langs oppskyllingsplanet. Bølgen som forplanter seg mot Sørefjorden og Hyllestadfjorden vil ha en noe lavere høyde ut fra skredområdet p.g.a. sideveis utbredelse. Det antas at overflatehevningen for bølgen er på rundt 0.5 m når den er etablert som en sirkelbue på tvers av hele den 2500 m brede Åfjorden. Etter dette vil en ikke få ytterligere dempning p.g.a radiell spredning ettersom fjorden har omtrent samme bredde videre mot Katleneset.

I Sørefjorden er dypet jevnt avtagende inn mot Rønsetholmen, noe som gir grunnlag for amplifikasjon. Utenfor holmen vil en derfor kunne få en overflatehevning på mer enn 0.5 m i åpen sjø innover fjorden.

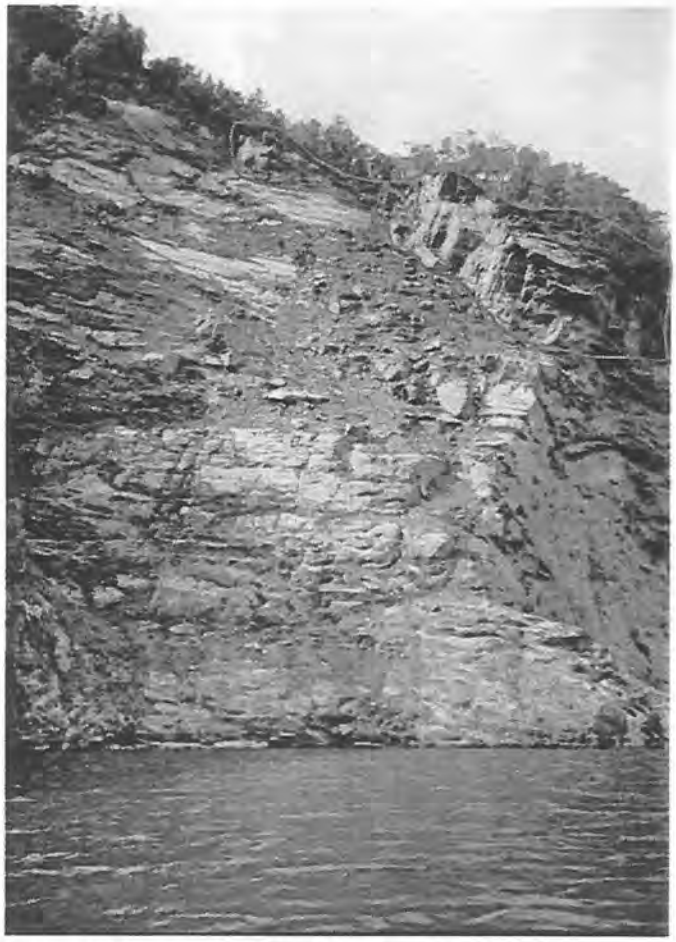
De indre deler av Sørefjorden vil trolig skjermes av Rønsetholmen og skjærene utenfor. Øyer og gruntområder kan riktignok gi opphav til refraksjon og derved interferens. Ut fra det som er registrert av oppskyllingshøyder etter skredet fra Katlenova mars 1998 er det likevel grunn til å anta at holmen skjermer for bølger etter skred. Innenfor holmen vil en derfor lite trolig få en overflatehevning over 0.5 m i åpen sjø.

I utløpet av Hyllestadfjorden er det en terskel i buntopografien sør for Katleneset. Dette vil medføre at en del av bølgeenergien her reflekteres slik at Hyllestadfjorden er noe mer skjermet. Samtidig smalner fjorden noe av innenfor terskelen, noe som medfører at bølgehøyden øker svakt innover fjorden. Det er derfor rimelig å anta en overflatehevning på 0.5 m i åpen sjø innover fjorden.

Oppskyllingshøyden langs land er videre beregnet som beskrevet i Kap. 2. Resultatene for et skred på for et sannsynlig "verst tenkelige" skred på 57 000 m^3 fra Lifjellet (nominell årlig sannsynlighet 1/100) er gjengitt i Tabell 2. Mest utsatt er bukter, nes og skråninger med helning mindre enn 25° der vi venter maksimal oppskylling innover land på 5 høydemeter.

Beregnede bølgehøyder for mulig skred fra Katlenova

På befaringen i juni 1999 ble resterende potensielt skredvolum oppmålt vha. målebånd og laserkikkert. Basert på målingene er det mest sannsynlige potensielle skredvolumet beregnet til maksimum 25 000 m^3. I verste fall kan også et mindre parti plassert i overkant og øst for det førstnevnte også falle ut, Figur 4 . Volumet av dette er beregnet til maksimum 7 000 m^3. Totalt potensielt skredvolum som gjenstår i Katlenova i dag er således beregnet til maksimum 32 000 m^3.



Figur 4: Skredområdet i Katlenova juni 1999. Øvre og nedre del av resterende potensielt skredvolum markert

Skredet vil først skli ut på et plan med helning ca. 50°, og deretter falle fritt ca. 75 m, Figur 3 og 4. Ut fra dette anslås hastigheten av skredet når det treffer vannet til omkring 40 m/s.

Igjen vil hele volumet falle i sjøen og bidra til bølgedannelsen. Et volum på 32 000 m^3 som treffer vannet med en hastighet på 40 m/s vil etter våre anslag gi opphav til en initiell overflatehevning på omkring 4 m utenfor skredområdet.

Som følge av radiell spredning vil en bølge som har en overflatehevning på 4 m ca. 40 m fra land på motsatt side av fjorden snaut 1000 m unna ha en overflatehevning på omkring 0.8 m før den amplifiseres langs oppskyllingsplanet.

Bølgen som forplanter seg sideveis utover vil ha en overflatehevning på vel 0.5 m når den er etablert som en sirkelbue på tvers av hele den 1000 m brede fjorden. Mot Smilleneset er overflatehevningen redusert til 0.3 m.

Bølgen som forplanter seg sideveis innover vil på høyde med Rønsetholmen 750 m unna ha en overflatehevning på anslagsvis 0.7 m. Innenfor holmen vil en lite trolig få en overflatehevning over 0.5 m i åpen sjø.

Beregnede oppskyllingshøyder for et skred på 32 000 m^3 fra Katlenova (nominell årlig sannsynlighet 1/100) er gjengitt i Tabell 3. Mest utsatt er bukter, nes og skråninger med helning mindre enn 25° der vi venter maksimal oppskylling innover land på 5-6 høydemeter. Bølgen forventes ikke å kunne gjøre vesentlig skade utenfor en tenkt linje mellom Katleneset og Smilleneset.

SANNSYNLIGHET, FREKVENS OG FAREGRENSER

Ut fra plan- og bygningsloven er det naturlig å angi med hvilken sannsynlighet ulike arealer kan rammes av en gitt naturpåkjenning (skred, flom, sjø, vind). For skred antas sikkerheten å være tilfredsstillende når byggverk i sikkerhetsklasse 1 (liten konsekvens) dimensjoneres eller sikres slik at største nominelle årlige sannsynlighet for å bli skadet er 1/100. Tilsvarende sannsynlighet for bygg i sikkerhetsklasse 3 (stor konsekvens) skal være mindre enn 1/1000. Om vi tenker oss dette overført til skader påført av en flodbølge, er det ønskelig å angi hvor den årlige nominelle sannsynligheten for å bli rammet av en flodbølge som følge av skred fra Katlenova eller Lifjellet er større enn 1/100 eller større enn 1/1000.

Sprekkene både i Lifjellet og i Katlenova kombinert med stadige skred og steinsprang både fra Lifjellet og Katlenova de senere år understreker at begge fjellpartiene inneholder ustabile partier.

De registrerte sprekkene danner grunnlaget for vurdering av skredfare og beregning av potensielle skredvolum. Ut fra det som er kjent om frekvensen av skredhendelser og om sprekkene i fjellsidene, vil NGI anta at nominell årlig sannsynlighet for de karakteristiske skred- og bølgescenarier som er beskrevet over kan være større enn 1/100.

Scenariene over er samtidig beskrevet som sannsynlige "verste tilfeller". Dette tilsier at NGI ser det som lite sannsynlig at større volumer enn de som er angitt vil falle ut samtidig. NGI vurderer det likevel slik at volumet på et skred med nominell årlig sannsynlighet 1/1000 kan være noe større enn volumet på et skred med nominell årlig sannsynlighet 1/100. I tillegg vil det alltid være en viss usikkerhet i beregningene. Ut fra dette finner NGI det riktig å legge faregrensen for oppskyllingshøyder med en nominell årlig sannsynlighet 1/1000 30% høyere enn de beregnete oppskyllingshøyder med en nominell årlig sannsynlighet 1/100.

Verdiene er oppsummert i Tabell 2 og 3 med et tillegg på 1 m for å ta hensyn til en situasjon med flo sjø. Med bakgrunn i plan- og bygningslovens krav til sikkerhet har NGI først ment å angi omfanget av en hendelse (skred og flodbølge) som kan inntreffe

med nominell årlig sannsynlighet 1/100 eller 1/1000 (uavhengig av vannstand). Deretter er dette knyttet til faregrenser ved flo sjø. Sannsynligheten for flo sjø og flodbølge samtidig er selvfølgelig mindre, og årlig sannsynlighet for at bølgen når den angitte faregrense er således mindre enn 1/1000. NGI har imidlertid antatt at byggegrenser alltid må ta hensyn til en situasjon med flo sjø, flodbølge eller ikke, og har derfor i samråd med kommunen valgt å heve faregrensen til 1 m over beregnet oppskyllingshøyde. Det bør muligens avklares om det er juridisk holdbart å basere seg på sannsynligheten for at et skred inntreffer kombinert med sannsynligheten for en gitt vannstand. Dersom dette er holdbart, vil det være riktig å ta utgangspunkt i middel vannstand ved beregning av oppskyllingshøyder (dvs. redusere faregrensen med 1 m).

Det kan her være naturlig å sammenlikne med vanlig praksis for sikringsvoller mot snøskred. Disse dimensjoneres normalt for et skred med nominell årlig sannsynlighet 1/1000 samtidig som man tar hensyn til at det ligger snø på bakken nede ved vollen når skredet kommer, selv om dette ikke alltid er tilfelle.

Ovenfor faregrensen anser vi nominell årlig sannsynlighet for en flodbølge til å være mindre enn 1/1000. Eksempel på kart med faregrenser for en flodbølge etter skred fra Lifjellet eller Katlenova med nominell årlig sannsynlighet 1/1000 er vist i Figur 5. Grensene er tegnet for en situasjon med flo sjø 1 m over middelvannstand.

Tabell 2: Faregrensens høyde over middelvannstand (m) for en flodbølge etter skred fra Lifjellet med nominell årlig sannsynlighet 1/100 og 1/1000. Et tillegg på 1 m for flo sjø er inkludert. Oppskyllings-høyder beregnet uten tillegg for flo sjø i parentes.

	Nominell årlig sannsynlighet **1/100**		Nominell årlig sannsynlighet **1/1000**	
Sted	Bratt terreng (helning > 25°)	Slakt terreng, bukter og nes	Bratt terreng (helning > 25°)	Slakt terreng, bukter og nes
Sørbøvågen	3 (2)	4 (3)	3.5	5
Sørbøvågen - Hatlem	4 (3)	5 (4)	5	6
Ytre Sørefjorden	3 (2)	4 (3)	3.5	5
Sørefjorden innenfor Rønsetholmen	2 (1)	2.5 (1.5)	2.3	3
Hyllestadfjord en	2.5 (1.5)	3.5 (2.5)	3	4.3
0→2000m til side for skredområdet	6→ 2.5 (5 → 1.5)	—	7.5 → 3	—

Tabell 3: Faregrensens høyde over middelvannstand (m) for en flodbølge etter skred fra Katlenova med nominell årlig sannsynlighet 1/100 og 1/1000. Et tillegg på 1 m for flo sjø er inkludert. Oppskyllings-høyder beregnet uten tillegg for flo sjø i parentes.

Sted	Nominell årlig sannsynlighet **1/100**		Nominell årlig sannsynlighet **1/1000**	
	Bratt terreng (helning > 25°)	Slakt terreng, bukter og nes	Bratt terreng (helning > 25°)	Slakt terreng, bukter og nes
Smilleneset - Indre Hatlem	2 (1)	2.5 (1.5)	2.3	3
Indre Hatlem - Hamrane	4 - 4.5 (3 - 3.5)	5 - 6 (4 - 5)	5 - 5.5	6 - 7.5
Innenfor Rønsetholmen	2 (1)	2.5 (1.5)	2.3	3
Skredområdet - Katleneset	5 (4)	—	6	—



Figur 5: Eksempel på kart med faregrenser for en flodbølge etter skred fra Lifjellet eller Katlenova med nominell årlig sannsynlighet 1/1000. Grensene er tegnet for en situasjon med flo sjø 1 m over middelvannstand.

OPPFØLGING

Kommunene er i dag pålagt i sitt beredskapsarbeid å utrede hvilke farer en står overfor. NGI beskriver kun omfang og sannsynlighet for en hendelse, i dette tilfellet en kombinasjon av skred og bølger, mens kommunen må se på konsekvensene og fatte vedtak i tråd med plan- og bygningslovens krav til sikkerhet på grunnlag av en samlet oppfatning om sannsynlighet og konsekvens (dvs. risiko). Konsekvensutredningene fra NGI danner således et grunnlag både for et eventuelt bygge- og deleforbud og for kommunens "kriseberedskapsplan".

Kommunen opplever det ikke som vanskelig at vanlige bolighus må legges ovenfor faregrensa, dvs. 2 – 7 m over middelvannstand, eventuelt 1 m lavere om man ikke skal ta med et tillegg for flo sjø. Det er noe verre med naust og ikke minst med eksisterende næringsvirksomhet som ligger helt ned til flomålet og som ønsker å utbedre eller utvide.

For bygninger eller virksomhet som må plasseres langs strandsonen kan sikring i form av dimensjonering vurderes. Det vil være vanskelig å utarbeide detaljerte retningslinjer for hele området, da oppskyllingshøyder og bølgelaster er svært avhengig av lokale detaljer. Man kan imidlertid utarbeide generelle retningslinjer for

- hvilke typer bygninger som ut fra plan- og bygningsloven kan tillates i hvilke områder (dimensjonering, hensyn til ferdsel)
- hvilke forhold som må utredes i hvert tilfelle (oppskyllingshøyder, strømhastigheter for oppdrettsmerer og lignende, og dimensjonerende bølgelaster)
- hvem som kan bistå med detaljundersøkelser
- alternative løsninger (hensiktsmessig plassering/utforming, bygningstekniske detaljer, forankring osv.).

Moloer eller andre bølgedempende tiltak kan også vurderes. Disse må imidlertid plasseres og utformes med stor varsomhet, da de ellers kan gi opphav til økt bølgehøyde og oppskylling gjennom refraksjon (avbøyning), interferens (sammenfall av bølger), fokusering og amplifikasjon. Dette sees klart ut fra de oppskyllingshøyder som ble registrert etter skredet fra Katlenova.

Sikring av så store volumer (mer enn 30 000 m^3) vil være svært vanskelig. Ved en trinnvis nedsprengning er det stor risiko for at hele volumet faller ut samlet, og at skaden derved blir større enn det som kan skje naturlig. Alternativt kan man overvåke utviklingen ved jevnlig måling mellom etablerte målepunkter, ved landmåling langs vertikale og horisontale linjer og ved fotografering av skredområdene.

Varsling basert på automatisk registrering av fjell- eller bølgebevegelser er en siste mulighet. Dette må i så fall knyttes til kontrollert aktivitet samt godt innarbeidede evakuerings- og beredskapsplaner, da bølger fra Lifjellet ikke vil bruke mer enn omlag 60 s over Åfjorden, eller 150 s inn mot Hyllestad sentrum, mens bølger fra Katlenova bare vil bruke 35 sekunder over Sørefjorden.

KOMMENTAR

Det er åpenbart et stort behov for faresonevurderinger knyttet til fjellskred og flodbølger langs norske fjorder. Når faresonene koples mot varsling i form av bevegelsesmålinger, har beboerne i de aktuelle områdene mulighet til å trekke seg ut i perioder hvor beveglesene er store og det kan forventes fjellskred og bølger. Siden utfall og bølger ikke skjer ofte, kan varsling og evakuering være en aktuell sikringsløning også på lang sikt. Når risiko og sårbarhetsanalyser koples sammen slik, kan et samfunn eksistere på tross av viten om en mulig flodbølge. Internasjonalt har varsling vært benyttet med hell for å unngå tap av menneskeliv.

TAKKSIGELSER

Forfatterne retter en takk til Hyllestad kommune, Statens Naturskadefond og Hovedredningssentralen Sør-Norge som alle har bidratt til at prosjektet har latt seg gjennomføre økonomisk. Videre takker vi lokalbefolkningen i Hyllestad og kolleger på NGI for alle innspill til et gjennomarbeidet sluttprodukt.

REFERANSE

NGI, 1999. Hyllestad kommune — Vurdering av skredfare og bølgehøyder i Åfjorden. *Norges Geotekniske Institutt*, rapport 981014-1, 22. oktober 1999.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

Cand. real Eystein Grimstad
Norges Geotekniske Institutt
Leder i Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

NUMERISK MODELLERING FOR RASSIKRING EKSEMPEL FRA SKOTFOSSVEGEN, TELEMARK

Numerical modelling for rockfall protection
Example from Skotfossvegen, Telemark

Siv.ing. Kjetil Moen
NOTEBY AS

SAMMENDRAG

Numerisk modellering kan være et nyttig hjelpemiddel ved risikoanalyse og prosjektering av sikringstiltak mot steinsprang. Modelleringen visualiserer bl.a. sannsynlige forløp av rasbaner og steinsprangets rekkevidde. Dette er forhold som er vanskelige å vurdere manuelt, selv for den mest erfarne ingeniørgeolog. Vår erfaring er at numerisk modellering er spesielt nyttig i forbindelse med planlegging og dimensjonering av fleksible fanggjerder (optimalisering av plassering, høyde og energikapasitet). Det er imidlertid viktig at den numeriske modelleringen kun benyttes som et supplement til de faglige og erfaringsmessige vurderinger. Dette fordi usikkerheten knyttet til bestemmelse av inngangsparametre kan være stor.

RocFall er et brukervennlig statistisk analyseprogram for modellering av steinsprang i skrenter og skjæringer. Programmet ble benyttet som hjelpemiddel i forbindelse med risikovurdering og planlegging av sikringstiltak i en stor fjellskrent ved Skotfossvegen i Skien kommune.

SUMMARY

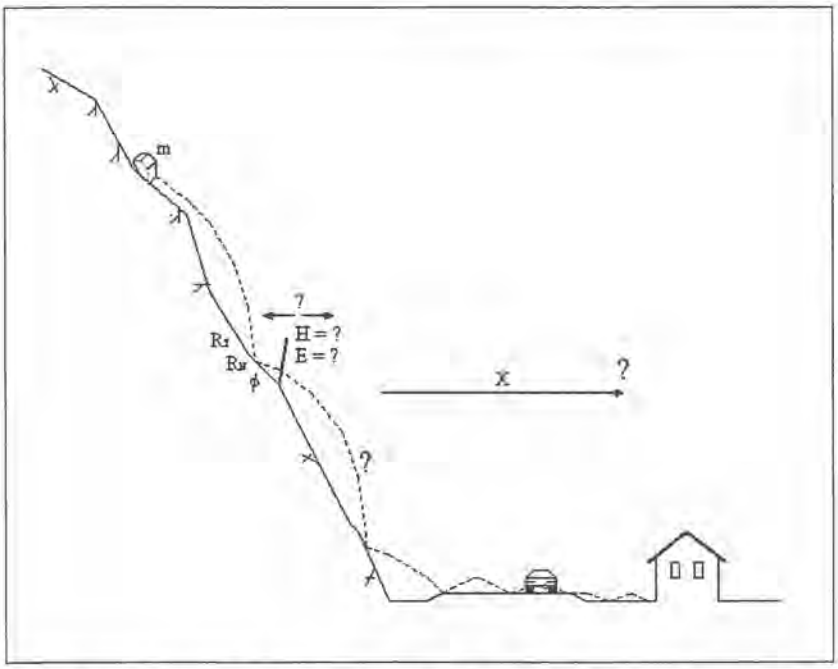
Numerical modelling can be a useful tool to assist engineers with probabilistic simulation of rockfalls and design of rockfall protection. Graphical distribution of rock paths and location of rock endpoints are some of the output features provided by computer programs for numerical modelling. An even more useful task can be simulation of remedial measures, such as a barrier. A simulation will reveal the conditions (location, height and energy capasity) for the design of a barrier to fail or succeed. However, due to uncertainty in determination of input parameters, accurate prediction of rockfall is practically impossible.

RocFall is a statistical analysis program designed to simulate rockfall events in steep slopes and cuts. The program was used to assist with risk assessment and determination of remedial measures for a large slope near the road *Skotfossvegen* in the municipality of *Skien*, Telemark, Norway.

1. HVA ER NUMERISK MODELLERING ?

Numerisk modellering i den sammenheng vi her skal ta for oss, innebærer bruk av programvare for simulering av steinsprang i fjellskrenter og –skjæringer. Programvaren er basert på algoritmer som beregner steinblokkers bevegelse på fjelloverflaten og gjennom luften.

Numerisk modellering kan være et nyttig hjelpemiddel ved risikoanalyse og prosjektering av sikringstiltak mot steinsprang. Modelleringen visualiserer bl.a. sannsynlige forløp av rasbaner og steinsprangets rekkevidde. Dette er forhold som er vanskelige å vurdere manuelt, selv for den mest erfarne ingeniørgeolog.



Figur 1 : Illustrasjon av hva man ønsker å finne ut ved numerisk modellering.

Det er hensiktsmessig å benytte numerisk modellering når :

- Skrenten / skjæringen er stor og uoversiktlig, slik at forløp og rekkevidde av et steinsprang blir vanskelig å forestille seg.
- Skadekonsekvensen ved et steinsprang kan være stor.
- Plassering, høyde og kapasitet på barrierer skal bestemmes / dimensjoneres.
- Risikofordeling mellom f.eks. veg og bebyggelse (to eller flere ansvarlige parter) skal vurderes.

Det er viktig å være klar over hvilke begrensninger som gjelder slik at ikke resultatene av den numeriske modelleringen brukes ukritisk. I så henseende er kvaliteten av inngangsparametrene som benyttes i modellen av avgjørende betydning (*"garbage in = garbage out"*).

Dette betinger grundig ingeniørgeologisk kartlegging med identifisering av potensielt ustabile partier. Den numeriske modelleringen forutsetter at steinsprang kan oppstå, og denne vurderingen er det fortsatt ingeniørgeologen som foretar, på grunnlag av faglig kunnskap, skjønn og erfaring.

Eksakt forutsigelse av steinsprang er i praksis umulig. Skråningsgeometri og overflateegenskaper er ofte svært variable, og beliggenhet av potensielt ustabile steinblokker er ofte ukjent eller usikker. Beregningene som benyttes ved simulering av steinsprang er følsomme for selv små avvik i disse parametrene.

Resultatene av den numeriske modelleringen må kun benyttes som et supplement til de faglige og erfaringsmessige vurderinger som gjøres underveis i utredningsarbeidet. Det er som nevnt flere feilkilder knyttet til bestemmelsen av inngangsparametrene, slik at beslutninger mht. sikringstiltak må ikke gjøres på grunnlag av den numeriske analysen alene.

Påstand : Numerisk modellering gir ingen fasitsvar, men kan være et nyttig hjelpemiddel når forløp og energimengde ved steinsprang skal vurderes.

2. PRESENTASJON AV ANALYSEPROGRAMMET "RocFall"

RocFall er et brukervennlig statistisk analyseprogram for modellering av steinsprang i skrenter og skjæringer. Programmet er utviklet av det canadiske software selskapet Rocscience Inc. Selskapet er spunnet ut av geo-miljøet ved universitetet i Toronto (1996) og har fått faglig backing fra kjente størrelser som Dr. Evert Hoek og Dr. John Curran.

Rocscience tilbyr i dag et bredt spekter av programvare for flere typer geoteknisk og ingeniørgeologisk analyse, både over og under jord. Vi skal her nøye oss med en presentasjon av *RocFall*.

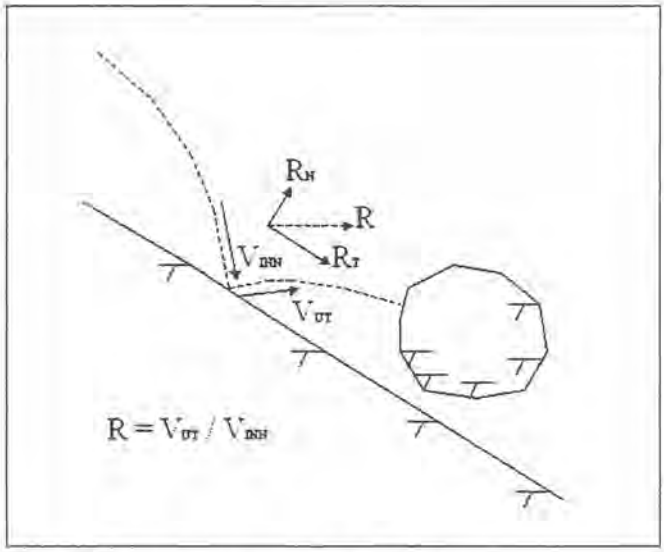
Oppbygning av analysemodellen starter med inntegning av skråningsprofilet i riktig målestokk. Dette kan gjøres på frihånd, ved inntasting av koordinater eller ved importering av en DXF tegnefil. Deretter må de ulike segmenter av profilet tillegges materialfaktorer som karakteriserer terrengoverflaten i skråningen. Sentralt her står "dempningskoeffisienten" (engelsk : coefficient of restitution, R).

Dempningskoeffisienten, R er definert som forholdet mellom utgående (V_{UT}) og innkommende (V_{INN}) hastighet når steinblokken spretter på underlaget (terreng-overflaten).

$$R = [\ V_{UT} / V_{INN}\ ]$$

Et perfekt elastisk materiale vil ha en dempningskoeffisient lik 1 ($V_{UT} = V_{INN}$), mens et perfekt uelastisk materiale vil ha R = 0 ($V_{UT} = 0$).

[R] kan dekomponeres i en komponent tangensielt med terrengoverflaten, [R_T] og en komponent normalt på overflaten, [R_N], se også illustrasjonen i figur 2.



Figur 2 : Illustrasjon av dempningskoeffisienten.

Typiske verdier for R_N ligger i området 0,3 – 0,5, mens typiske verdier for R_T ligger i området 0,8 – 0,95. Bløt jord og vegetasjon gir de laveste verdiene, mens fast fjell og asfalt gir de høyeste verdiene.

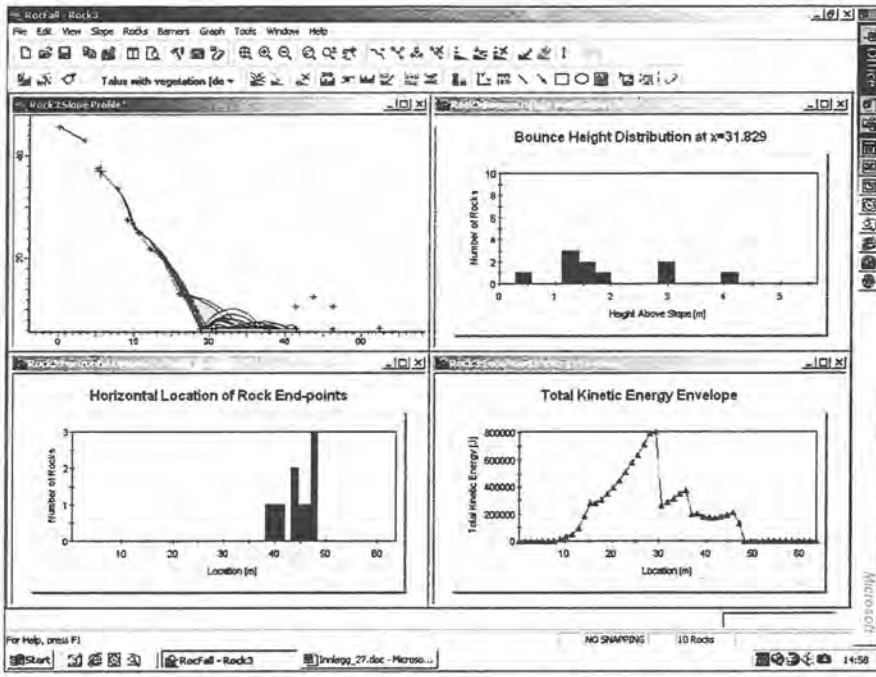
Andre materialfaktorer som benyttes i modelleringen er ruhet og friksjonsvinkel (φ).

Når skråningsprofilet er ferdig belagt med materialfaktorer, plasseres en "seeder" på profilet der potensielt ustabil(e) steinblokk(er) er registrert. Steinblokken(e)s antatte vekt (kg) skrives inn og det er klart til å simulere steinsprang.

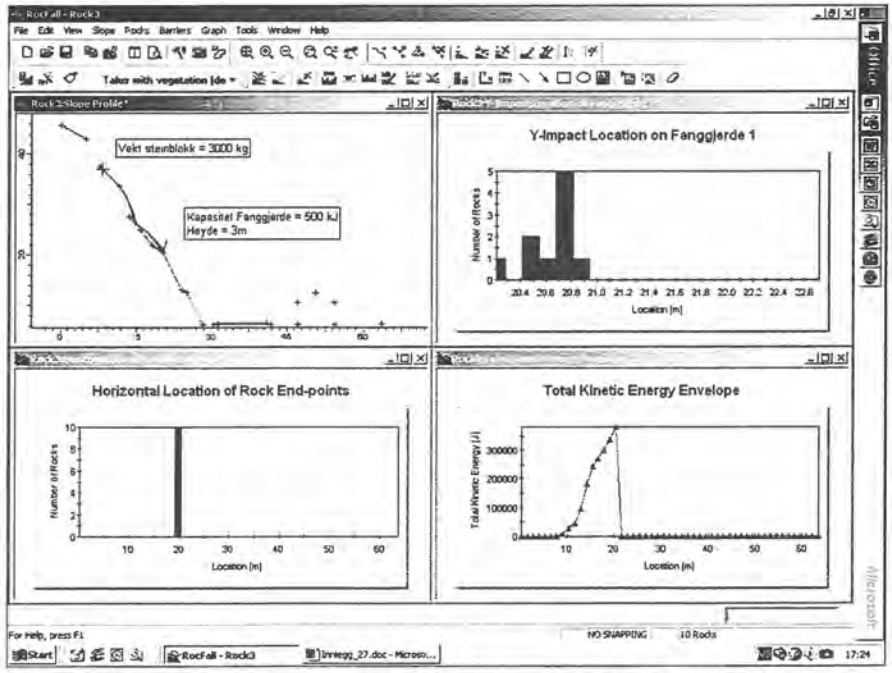
Når programmet kjøres beregner *RocFall* energimengde, hastighet og "sprett-høyde" gjennom hele steinspranget, samt steinsprangets endepunkt. Programmet har en høy grafisk profil og gir mange muligheter for visualisering av resultatene, se figur 3.

Vil man gå et skritt videre kan det settes inn fysiske barrierer hvor som helst på skråningsprofilet. En slik barriere kan simulere et fleksibelt fanggjerde, en betongmur e.l. Barrieren kan tilordnes en dempningskoeffisient på lik linje med profil-segmentene. Et fleksibelt fanggjerde kan simuleres som perfekt plastisk. En barriere kan simuleres med eksakt høyde og energikapasitet, se for øvrig figur 4. Dersom barrierens kapasitet settes for lavt i forhold til steinsprangets akkumulerte kinetiske energi vil dette visualiseres ved at rasbanen bryter igjennom barrieren og kommer ut på andre siden med redusert hastighet. Dersom barrieren tegnes for lav vil dette visualiseres ved at steinspranget spretter over barrieren.

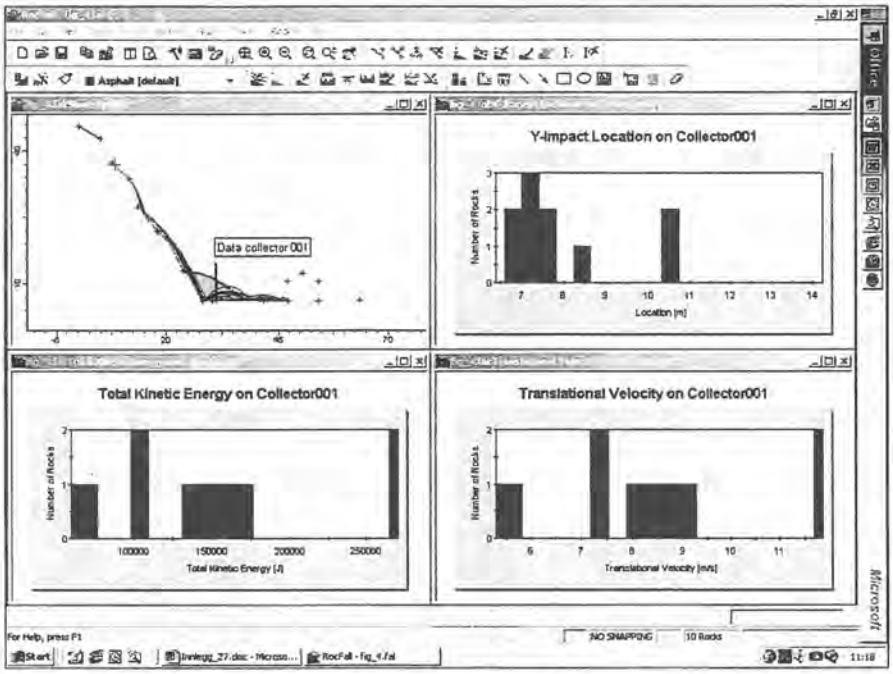
I et hvilket som helst snitt i analyseområdet kan det plasseres såkalte "data-samlere" (data collectors). Dette er imaginære "filtre" som gir mulighet for innsamling og presentasjon av informasjon om steinspranget i det bestemte snittet (hastighet, lokalisering og energi), se figur 5.



Figur 3 : Grafisk fremstilling av steinsprang med diagram og kurver for endepunkter, høyde over terreng og total kinetisk energi.



Figur 4 : Grafisk fremstilling av steinsprang som stoppes av et fleksibelt fanggjerde.



Figur 5 : Grafisk fremstilling av informasjon gjennom en data-samler.

Det er mulig å kopiere inn- og utdata til andre windowsbaserte programmer (f.eks. Word og Excel) for rapportering og videre detaljerte analyser av tallmateriale. Grafikken kan konverteres til diverse filformat (for eksempel .JPG eller .BMP) og eksporteres for bruk i andre programmer.

3. EKSEMPEL : SKOTFOSSVEGEN, TELEMARK

3.1 Bakgrunn

Skotfossvegen (Rv. 357) ligger i Skien kommune, ca. 3 km vest for Skien by i Telemark fylke. Ca. 500m av Skotfossvegen (ved tettstedet Grøtsund) passerer nedenfor en opptil ca. 150m høy fjellskrent som lenge har vært betraktet som utrygg med tanke på steinsprang, se oversiktsbilde i figur 6. De siste 20 år er det på denne strekningen registrert 3 steinsprang med over 100 kg stein.

Bergarten i området er en granittisk gneis med kun spredt oppsprekning. Dette gir seg utslag i store flater med intakt fjell.

Våren 1999 gikk et steinsprang fra fjellskrenten som forårsaket en dødsulykke på Skotfossvegen. Sommeren 1999 ble det som strakstiltak utført sikringsarbeider i det området der steinspranget gikk. Sikringsarbeidet besto i montering av til sammen 120 løpemeter fleksible fanggjerder.



Figur 6 : Oversiktsbilde, fjellskrent ved Skotfossvegen / Grøtsund.

Statens vegvesen Telemark og NGI utarbeidet høsten 1999 et foreløpig forslag til sikringsomfang for permanent sikring mot steinsprang fra øvre del av fjellskrenten ved Skotfossvegen.

NOTEBY AS ble i januar 2000 engasjert av Statens vegvesen Telemark og Skien kommune for å utarbeide en detaljert utredning av stabilitetsforholdene i fjellskrenten, samt prosjektere permanente sikringstiltak. En vesentlig del av vårt oppdrag for øvrig var å klarlegge hvordan risikoen for steinsprang fordelte seg på henholdsvis vegen og den relativt tette villabebyggelsen i Grøtsund. Denne risikofordelingen skulle videre danne grunnlag for deling av kostnader mellom vegvesenet og Skien kommune.

3.2 Ingeniørgeologisk kartlegging / stabilitetsvurdering

NOTEBY -utredningen skulle gjelde de øvre deler av fjellskrenten. Den steile fjellveggen nederst mot Skotfossvegen ble betraktet som risikoområde kun for vegen, og vurdering av stabilitet og sikringstiltak her ble derfor gjort av vegvesenet i egen regi.

Vår feltkartlegging ble foretatt systematisk ovenfra og nedover i fjellskrenten. For å komme til i bratte deler av fjellskrenten ble det benyttet fjellklatrerutstyr (tau og sele). Hver enkelt lokalitet (totalt 84 stk.) der det var mistanke om ustabile forhold ble innmålt så nøyaktig som mulig med enten GPS eller med totalstasjon. Størrelse, helning og andre spesielle forhold ved lokalitetene ble notert. De potensielt ustabile partiene (med enkelte unntak) ble påført fortløpende nummer med merkespray. Nesten alle registrerte lokaliteter ble dokumentert med digitale fotografier.

Potensielt ustabile partier artet seg hovedsakelig som helt løse steinblokker på skrentens overflate, avløste blokker i steile fjellpartier, eller ustabile urmasser. Alt fra små steiner til store fjellblokker på opptil 10 m^3 ble registrert som ustabile.

Det ble videre foretatt en foreløpig stabilitetsvurdering med vekt på identifisere hvilke lokaliteter som kunne sikres med aktiv sikring som bolter og nett. Meget ustabile og omfangsrike lokaliteter ble besluttet å sikre med passiv sikring i form av fleksible fanggjerder. Numerisk modellering ble her benyttet som et godt hjelpemiddel til bestemmelse av fanggjerdenes plassering, høyde og energikapasitet.

3.3 Numerisk modellering i *RocFall*

Fremgangsmåten i analysearbeidet var omtrent slik :

- 22 karakteristiske profiler ble tegnet inn på kartet slik at alle 84 registrerte lokaliteter kunne knyttes til et profil, se for øvrig figur 10.

- I DAK –programmet Microstation ble profillinjene lagt inn på det digitale kartet over området. Digitale profiler ble tatt ut direkte som DXF – filer (AutoCad – format).

- DXF –filene med de 22 profilene ble importert direkte inn i analyseprogrammet RocFall. Profilene som den numeriske modelleringen ble utført på var derfor like nøyaktige som det digitale kartet.

- I *RocFall* ble hvert enkelt profil tillagt materialegenskaper som vi bestemte på bakgrunn av feltkartleggingen og fotografier av fjellskrenten. Segmenter av profilene hadde forskjellige materialegenskaper avhengig av om underlaget besto av fast fjell, urmasser eller jord, med eller uten vegetasjon.

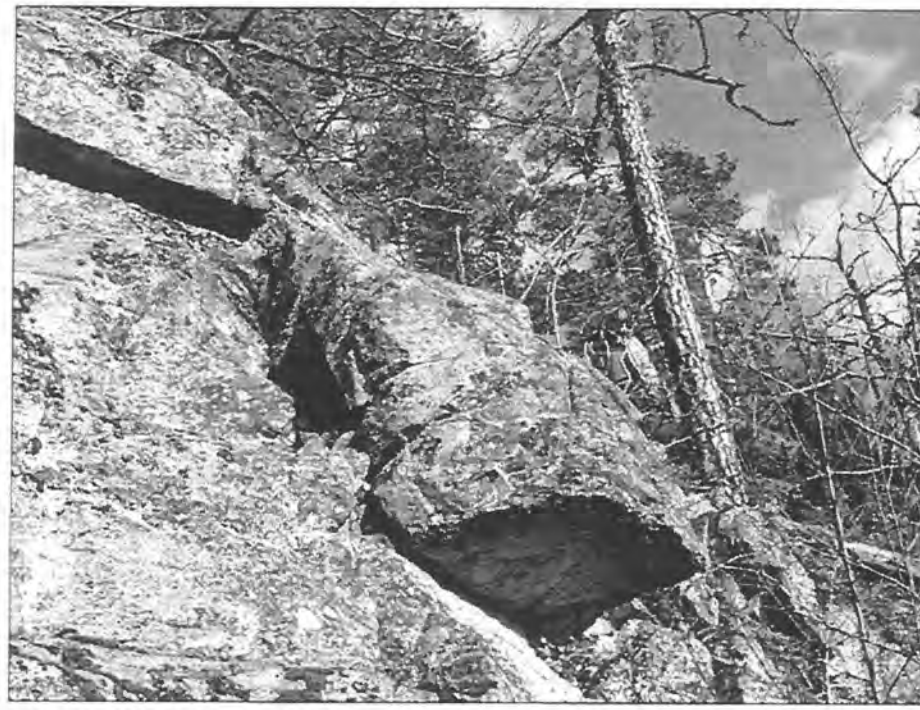
- Hver enkelt lokalitet ble plottet så nøyaktig som mulig på det tilhørende profilet. Steinblokkene som skulle simuleres ble tillagt vekt i henhold til feltkartleggingen. I hver omgang ble det simulert 10 steinsprang fra lokaliteten.

- Når simuleringen av steinsprang ble kjørt, ble sannsynlige rasbaner avtegnet som røde streker. Da analysen var basert på statistiske beregninger ble det noe forskjellige resultater fra gang til gang. Etter at det var kjørt en del simuleringer, var det mulig å danne seg et bilde av steinsprangets mest sannsynlige forløp og nedslagspunkt (-område).

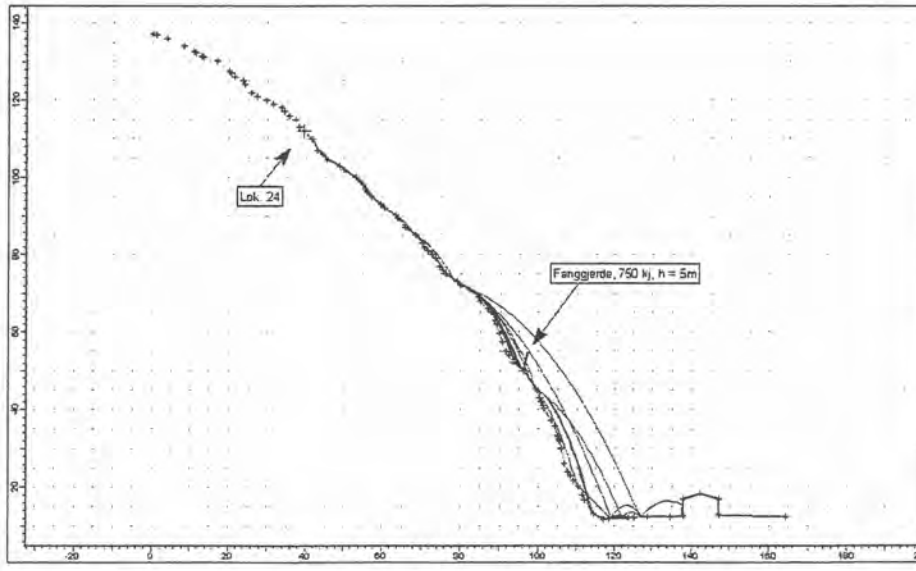
- Videre ble programmet benyttet til inntegning av barrierer som skulle simulere fleksible fanggjerder. Fanggjerdenes nøyaktige plassering, høyde og energikapasitet ble optimalisert ved gjentatte simuleringer. I enkelte tilfeller avslørte simuleringene fare for at et steinsprang kunne hoppe over fanggjerdet eller bryte igjennom det. Fanggjerdets høyde og / eller energikapasitet ble da oppgradert (med sikkerhets-margin) til simuleringene viste at steinspranget ble stoppet av fanggjerdet i 100 % av tilfellene.

- Karakteristiske modelleringer ble eksportert som JPG –filer (bilder). Disse ble presentert i rapportens vedlegg.

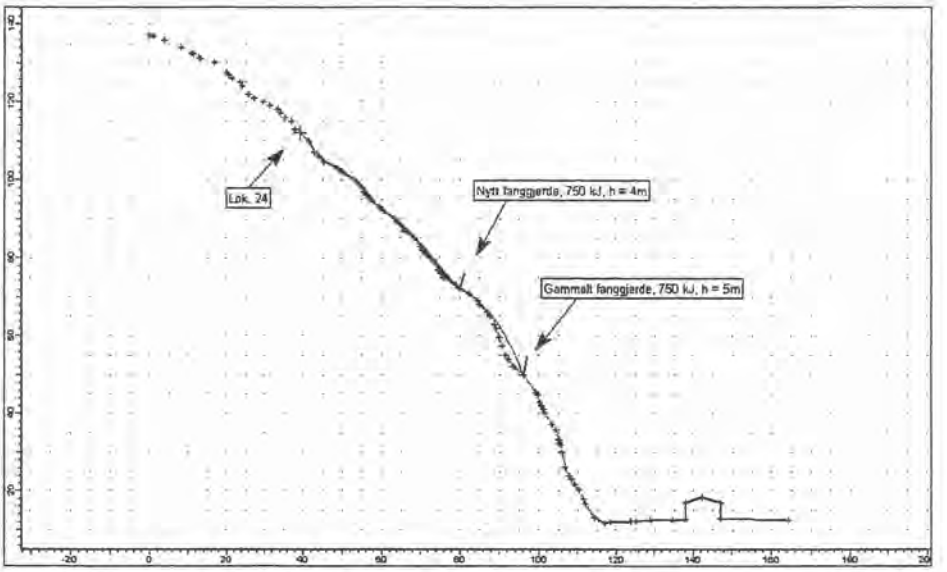
Figur 7, 8 og 9 viser foto og eksempel på simulering av steinsprang fra en av lokalitetene i skrenten ved Skotfossvegen.



Figur 7 : Eksempel på meget ustabil steinblokk (lokalitet nr. 24) på ca. $3m^3$ (ca. 8 tonn) beliggende ca. 100 høydemeter over vegbanen.



Figur 8 : Simulering av steinsprang fra lok. 24 (profil 8) viser at steinblokken sannsynligvis vil bryte gjennom eller hoppe over eksisterende fanggjerde.



Figur 9 : Nytt fanggjerde er plassert og dimensjonert slik at det mest sannsynlig fanger opp steinsprang fra lok. 24. Dersom steinspranget bryter igjennom vil energien reduseres så mye at det blir fanget opp av det gamle fanggjerdet lenger nede i skrenten.

3.4 Sikringsarbeider

NOTEBY AS har vært ansvarlig for prosjektering og anvisning av sikringstiltak over ca. kt. 40 (ca. 30m over vegbanen), langs den del av Skotfossvegen hvor bebyggelsen (Grøtsund) også har vært i risikoområdet for steinsprang. Alt sikringsarbeid er utført av FJERBY AS.

Stabilitetsvurderinger ga som resultat at det generelt var et stort behov for montering av fleksible fanggjerder i fjellskrenten. Omfanget av fjellbolter og nett ble imidlertid relativt begrenset. Både antall, størrelse og beliggenhet av ustabile partier tilsa at slik konvensjonell sikring i de fleste tilfeller ville bli utilstrekkelig og vanskelig å utføre.

Videre sier det seg selv at renskearbeider var mer eller mindre uaktuelt av hensyn til veg / bebyggelse på nedsiden. Noe stabilisering av ustabile blokker på stedet ble imidlertid utført.

Det ble satt opp til sammen ca. 220 lm fanggjerder (type : Geobrugg) i tillegg til de 120 lm som ble montert sommeren 1999. Disse fordelte seg slik på energikapasitet og høyde :

- 250 kJ / h = 3m - 30 lm
- 250 kJ / h = 4m - 20 lm
- 500 kJ / h = 3m - 100 lm
- 750 kJ / h = 4m - 20 lm
- 1500 kJ / h = 5m - 50 lm

Et fanggjerde med energikapasitet 1.500 kJ er kraftig nok til å stoppe en steinblokk på ca. 7,5 tonn som har en hastighet på opp mot 20 m/s i anslaget ($E_k = ½mv^2$).

Figur 10 viser endelig plassering, høyde og energikapasitet på de forskjellige gjerdelinjene, samt profillinjer og lokalisering av potensielt ustabile lokaliteter.



Figur 10 : Oversiktskart som viser registrerte, potensielt ustabile partier, profillinjer samt plassering av fanggjerder m/ angivelse av energikapasitet og høyde. Stiplede gjerdelinjer angir de fanggjerdene som ble satt opp som strakstiltak sommeren 1999. Ekvidistanse = 5m.

Gjennomsnittlig pris pr. løpemeter fanggjerde var ca. kr. 10.000,- (levering / montering, ekskl. rigg & drift).

Det er pr. i dag utført sikringsarbeider ved Skotfossvegen for drøyt 10 mill. kroner. Medregnet er da alle fanggjerder og ca. 600 stk. fjellbolter, montert i den steile skrenten nedenfor fanggjerdene.

3.5 Fordeling av risiko / kostnader

Risikoen som er forbundet med steinsprang kan defineres som produktet av sannsynlighet og skadekonsekvens.

Sannsynligheten for at et steinsprang på Skotfossvegen skal treffe en bil i fart er relativt liten. Skadekonsekvensen dersom et steinsprang treffer en bil, er imidlertid stor. Vi må også ta i betraktning at et steinsprang innebærer en viss risiko for en bil i fart selv om bilen ikke treffes av steinspranget direkte. Nedraste steinmasser i vegbanen kan føre til at bilisten kolliderer med steinmassene, eller foretar en kritisk unnamanøver med fare for kollisjon med møtende trafikk eller utforkjøring.

Sannsynligheten for at et steinsprang skal treffe et hus på andre siden av vegen er forholdsvis stor. Sannsynligheten for at et menneske som eventuelt befinner seg i huset blir alvorlig skadet eller drept er imidlertid mindre enn i tilfellet med en passerende bil på vegen. Dermed er skadekonsekvensen isolert sett lavere, idet man kan anta at det vesentlig blir materielle skader.

Risikofordelingen på henholdsvis veg og bebyggelse er hovedsakelig bestemt ut fra beregnet nedslagspunkt (ved numerisk modellering i *RocFall*) for steinsprang fra de lokaliteter som er vurdert som ustabile og nødvendige å sikre for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet. Det er imidlertid også en viss risiko forbundet med at steinspranget kan rulle eller sprette mange meter videre. Dette blir også visualisert i *RocFall* og er tatt med som en skjønnsmessig tilleggsbetraktning når vi har bestemt risikofordelingen knyttet til hver enkelt lokalitet.

Vurdering av risiko for steinsprang på husene er vektlagt noe høyere enn risiko for steinsprang på vegen. Dette henger bl.a. sammen med plan- og bygningslovens krav til sikkerhet mot ras på boliger.

På bakgrunn av den numeriske modelleringen med gjentatte simuleringer av steinsprang fra hver av de 84 registrerte lokalitetene, var det mulig å danne seg et bilde av hvordan risikoen fordelte seg på henholdsvis Skotfossvegen og bebyggelsen i Grøtsund.

Numerisk modellering ga en generell fordeling av risiko med 65 % på vegen og 35 % på bebyggelsen.

Kostnadsfordelingen ble basert på den beregnede risikofordeling og de skjønnsmessige betraktninger mht. vektlegging av risiko og myndighetskrav. Forskjeller i kostnader knyttet til de enkelte sikringstiltak gjorde også et visst utslag.

Endelig kostnadsfordeling ble 61,3 % på Statens vegvesen Telemark og 38,7 % på Skien kommune.

REFERANSER

Hoek, Evert (2000) : "Practical Rock Engineering / Analysis of rockfall hazards".

Stevens, Warren Douglas (1998) : "*RocFall* – A tool for probabilistic analysis, design of remedial measures and prediction of rockfalls".

Rocscience Inc. (1998 – 2001) : "*RocFall* – Risk analysis of falling rocks on steep slopes" (brukerveiledning).

Moen, Kjetil (2000) : "Rv. 357 Skotfossvegen – rassikring, ingeniørgeologisk rapport", oppdragsgivere : Statens vegvesen Telemark og Skien kommune.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

FELT- OG LABORATORIEUNDERSØKELSER FOR PLANLEGGING OG PROSJEKTERING AV TBM-TUNNELER

Site and laboratory investigations for planning and design of TBM tunnels

Amund Bruland, Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU

SAMMENDRAG

De viktigste bergmasseparametrene for fullprofilboring av tunneler gjennomgås. Ulike forundersøkelsesmetoder behandles og brukbarheten av resultatene vurderes. Sammenhenger mellom ulike bergmasseparametre brukt av andre og NTNUs bergmasseparametre vises.

SUMMARY

The most important rock mass parameters for hard rock TBM tunnelling are examined. Various methods of site investigations are treated and the usefulness of the results is evaluated. Relations between various rock mass parameters used by the industry and the NTNU rock mass parameters are shown.

INNLEDNING

Bergmassens borbarhet er av langt større betydning for et vellykket resultat ved fullprofilboring enn ved sprengning av tunneler. Det er nok å minne om at ved konvensjonell drift bores det bare ut mellom 2 ‰ og 10 ‰ av totalt volum, mens resten av brytningen gjøres av sprengstoffet. Ved fullprofilboring tas selvsagt 1000 ‰ av volumet ut gjennom boreprosessen.

Bergmassens egenskaper mht. stabilitet og vannlekkasjer vil også ha ulik innvirkning avhengig av drivemetode. Det er derfor av stor betydning at det gjennomføres tilpassede forundersøkelser for å ta vare på mulighetene ved de to drivemetodene.

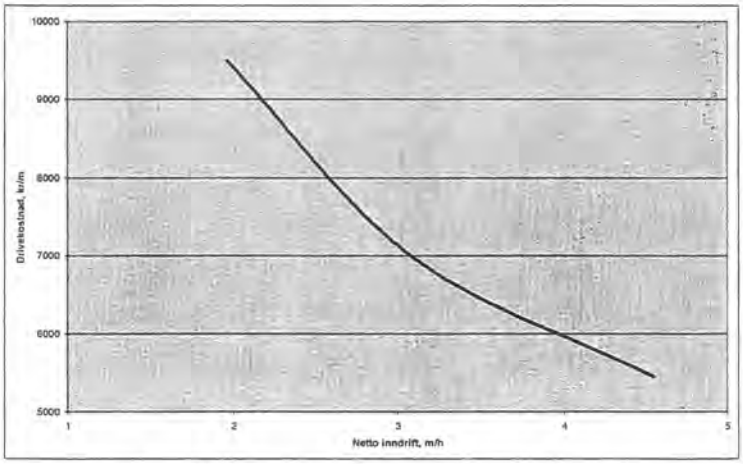
Uten å overdrive for mye, kan vi si at generelt gjennomføres forundersøkelser for driving av tunneler med grunnlag i at drivemetoden for tunnelen skal være sprengning. Fullprofilboring kommer oftest inn i bildet når feltundersøkelsene er gjennomført og når traseen, mulige angrepspunkt og andre rammebetingelser i stor grad er bestemt. Kort sagt: Fullprofilboring som mulig drivemetode bør være med i planlegging og prosjektering fra starten av.

Det etterfølgende er en gjennomgang av hvilke bergmasseparametre som har størst innflytelse på inndrift og kostnader ved fullprofilboring, og hvordan disse kan framskaffes. Innlegget er i hovedsak basert på materiale publisert ved Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU.

VIKTIGE PARAMETRE

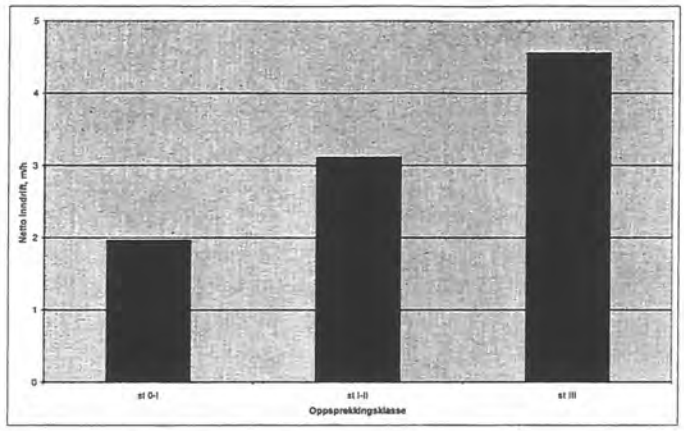
Bergmassens egenskaper har stor betydning for netto inndrift (m/h), borverktøylevetid (h/kutterring) og brutto inndrift (maskinutnyttelse). Høy netto inndrift er den klart viktigste forutsetning for å oppnå et godt økonomisk resultat, og er i hovedsak avhengig av følgende bergmasse- og maskinparametre.

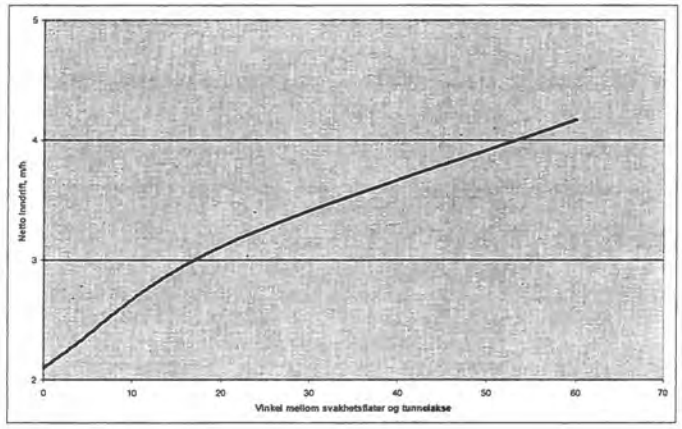
Bergmasse	Maskin
• Oppsprekking; type, frekvens og orientering • Borbarhetsindeks, DRI (eller andre "styrke"parametre) • Porøsitet	• Matekraft pr. kutter • Borhodets omdreiningstall • Midlere kuttersporavstand • Kutterstørrelse og -form • Installert effekt på borhodet

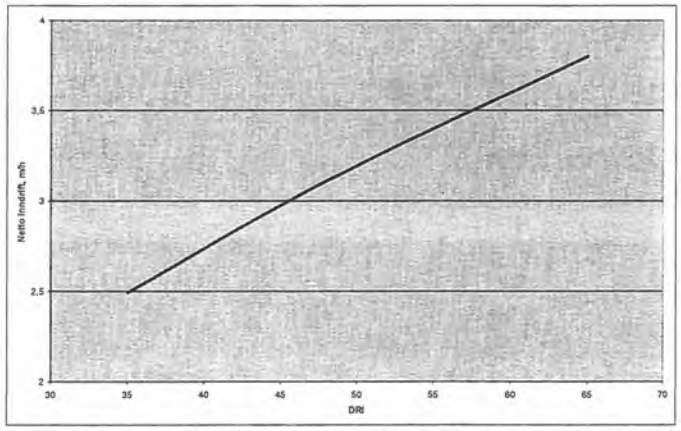


Drivekostnad som funksjon av netto inndrift for en 5 m diameter TBM.

Norske bergarter har generelt lav porøsitet, og av de gjenstående bergmasseparametrene har oppsprekkingsgrad og oppsprekkingens orientering desidert størst variasjonsområde mht. innflytelse på netto inndrift. Dette er vist i figuren under.

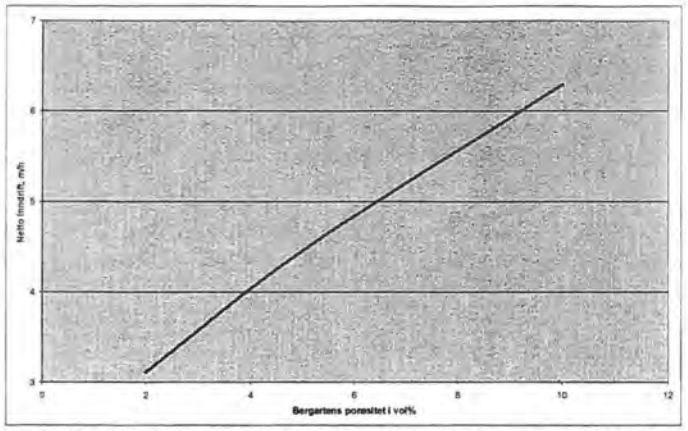






Netto inndrift som funksjon av ulike bergmasseparametre. Diameter TBM 5 m.

I bergarter med en betydelig porøsitet (> 5 vol%) vil denne kunne være den viktigste bergmasseparameteren for netto inndrift.

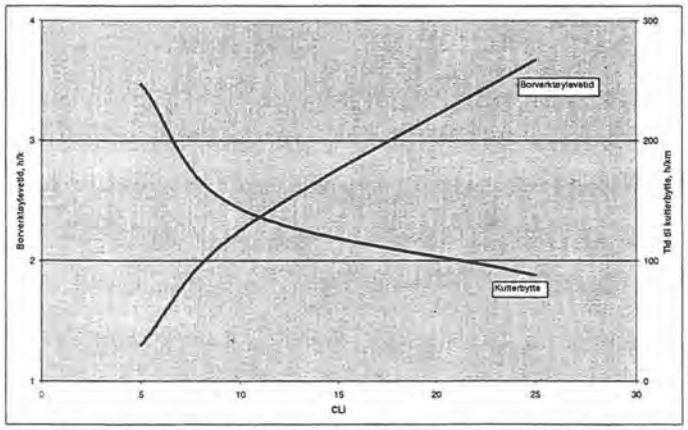


Netto inndrift som funksjon av porøsitet for en 5 m diameter TBM.

Borverktøylevetiden i h/kutterring påvirkes i hovedsak av bergartens slitasjeegenskaper, men også av noen maskinparametre.

Bergmasse	Maskin
• Kutterlevetidsindeks, CLI • Innhold av abrasive mineral	• Kutterdiameter • Kuttertype og -kvalitet • Borhodediameter og form • Borhodets omdreiningstall • Antall kuttere på borhodet

Borverktøylevetiden påvirker det økonomiske resultatet på to nivå: Høy levetid betyr lave delekostnader for borverktøyet, videre vil høy levetid bety lavt tidforbruk til bytte av borverktøy, noe som igjen vil gi mer tid til boring og høyere brutto inndrift.

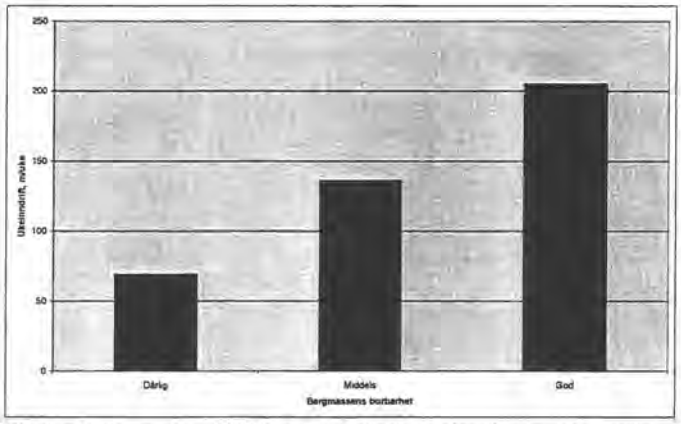


Borverktøylevetid og tid til kutterbytte ved varierende CLI. Diameter TBM 5 m.

Brutto inndrift eller maskinutnyttelse påvirkes av en rekke faktorer som ikke er knyttet direkte til bergmasseforholdene. Dette kan være tilstand og kvalitet for maskiner og utstyr, mannskapets ferdighetsnivå, organisasjon og støttefunksjoner, osv. Disse forholdene vil til en viss grad være indirekte avhengige av bergmasseforholdene i den forstand at dårlig bergmasse stiller høyere krav til utstyr og organisasjon enn godt borbar bergmasse vil gjøre for å oppnå et godt resultat.

Bergmassen har direkte innvirkning på tidforbruket for:

- boring (netto inndrift)
- kontroll og bytte av borverktøy (borverktøylevetiden)
- stabilitetssikring
- sonderboring og injeksjon.



Ukeinndrift i god, middels og vanskelig borbar bergmasse. Diameter TBM 5 m.

MARKERTE ENKELTSPREKKER

De fleste bergmasser har markerte enkeltsprekker. Under boring vil disse opptre som spesielt kraftige sprekker, kanskje på grensen til svakhetssoner. Virkningen av slike enkeltsprekker er stort sett positiv mht. netto inndrift, men med uheldig orientering vil effekten være negativ både for netto inndrift og borverktøylevetiden. Den negative effekten av enkeltsprekker er størst i sterke og harde bergarter med lav oppsprekkingsgrad. I slike bergmasser er det spesielt viktig å kartlegge mengden og orienteringen av enkeltsprekker.



Markerte enkeltsprekker i dagen og i tunnel.

KARTLEGGINGSMETODIKK

En trinnvis prosess

Det er en god regel at forundersøkelser gjennomføres stegvis. Tidlig i prosjektutviklingen må det gjennomføres enkle overslag basert på generell kunnskap, som vil kunne avsløre om fullprofilboring kan være en aktuell drivemetode for en tunnel. Det viktig at slike overslag omfatter følsomhetsanalyse og risikovurdering forå kunne sette inn det riktige omfang av forundersøkelser.

Dersom fullprofilboring viser seg å være aktuell, må utformingen av prosjektet tilpasses drivemetoden, for eksempel ved trasevalg, mulige angrepspunkt osv. For å kunne ta ut hele potensialet ved drivemetodene, bør det ofte lages ulike alternativ for konvensjonell drift og fullprofilboring. Det er viktig at en slik separering gjøres tidligst mulig i planprosessen.

Skulle fullprofilboring vise seg beregningsmessig å være klart bedre enn konvensjonell drift, er det mindre viktig å gjennomføre omfattende og spesialtilpasset feltkartlegging. Dersom den beregningsmessige forskjellen er liten mellom de to drivemetodene, vil valget av drivemetode være beheftet med større usikkerhet, og det er nødvendig med grundige undersøkelser for å være sikker på at valget blir riktig. Tunneler i dårlig borbar bergmasse krever også grundigere undersøkelser enn tunneler i godt borbar bergmasse, siden de første innebærer større risiko enn de siste.

Forundersøkelser for fullprofilboring vil generelt være mer omfattende enn for konvensjonell drift, siden fullprofilboring er mer følsom for de geologiske forholdene.

Overflatekartlegging

Overflatekartlegging av fjellblotninger, vegskjæringer og liknende langs traseen er en god og billig metode. Slik kartlegging må dekke en korridor langs traseen, og bredden av korridoren må stå i forhold til dybden av tunnelen. Overflatekartlegging kan ha flere svakheter:

- Den vil oftest representere punkter. Når data seinere skal aggregeres og midles, er det viktig å ta hensyn til varierende avstand mellom kartleggingsstedene og ikke gi hvert punkt samme vekt hvis de representerer ulik lengde av traseen.

- Kvaliteten av observasjonene gjort på et punkt må også vurderes. Kartlegging i en vegskjæring vil som oftest gi bedre resultat enn kartlegging av en fjellblotning.
- Ekstrapolering av resultatene fra overflaten til tunnelnivå. Hva er rene overflatefenomen, hva er forvitringsgraden, ser vi bare de sterkeste partiene som oppstikkende rygger, osv.?

Ved prøvetaking for laboratorietesting, kan overflateprøver være forvitret. Dette vil gi gunstigere resultat enn uforvitrede prøver mht. borbarhet og slitasjeevne. I ekstreme tilfelle vil det være bedre å ikke ta prøve i stedet for å få et prøveresultat som er sterkt påvirket av forvitring. Overflateprøver må alltid undersøkes for forvitring, selv om de ser helt friske ut.

Kjerneboring
Kjerneboring er en relativt kostbar undersøkelsesmetode, men den kan gi mye mer informasjon enn overflatekartlegging, og informasjonen kan hentes fra tunnelnivå.

- Kjernenes orientering og plassering i bergmassen kan bestemmes og vi kan orientere oppsprekkingen vi tolker ut fra borkjerner.
- Oppsprekkingsgraden kan bestemmes med tilfredsstillende sikkerhet, unntaket er oppsprekking parallelt med borhullet.
- Vi kan få tilnærmet forstyrrede bergartsprøver fra tunnelnivå.
- Kjerneborhull vil til en viss grad representere punkter langs traseen, med unntak av muligheten for retningsstyrt boring langs tunnelaksen. Praktisk rekkevidde for slike hull er i dag omkring 1500 m.

Borhullslogging
Borhullslogging kan utføres med en kombinasjon av navigasjonsinstrument og videokamera. Vi vil da kunne produsere en 3D-modell av bergmassen omkring hullet. Hullene kan bores med billigere metoder enn kjerneboring uten at dette går utover kvaliteten av loggingen. Foreløpig er rekkevidden for slike hull noe kortere enn for kjerneborhull, men det foregår en betydelig utvikling av teknologien.

Til forskjell fra kjerneboring, vil hammer- eller rulleboring ikke gi oss uforstyrrede bergartsprøver fra tunnelnivå. Geologisk analyse av borkakset vil likevel gi verdifull informasjon. Ved hjelp av teknologi fra oljeboring er det mulig å hente ut små bergartsprøver fra borhullsveggen, men slik prøvetaking vil bare unntaksvis være regningssvarende.

Seismikk
Overflateseismikk er en rimelig undersøkelsesmetode, men den gir et for grovt bilde av oppsprekkingsgraden. Den gir også liten eller ingen informasjon om bergartstype og –egenskaper.

Mellomhullsseismikk gir mer detaljert informasjon, men er ikke egnet for å dekke lange strekninger. Den kan brukes for å kartlegge utvalgte soner og korte strekninger foran stuff. Hensikten vil da være å undersøke stabilitetsforholdene lokalt, og ikke bergmassens borbarhet.

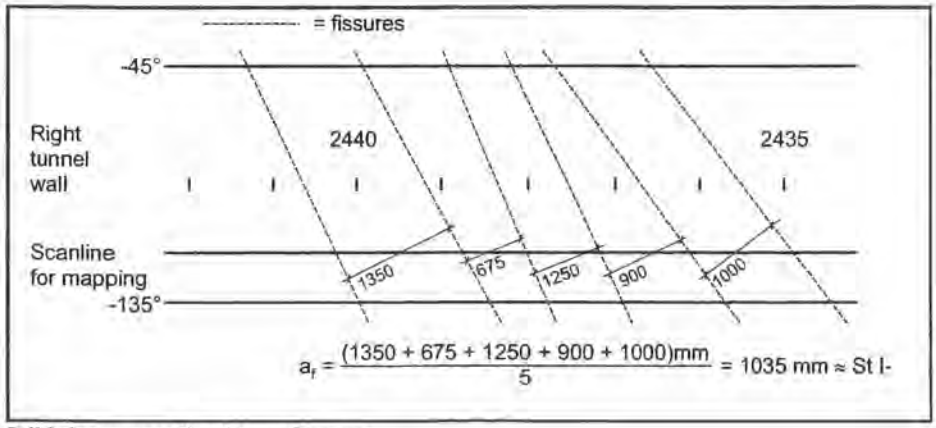
OPPSPREKKINGSGRAD

Bergmassens oppsprekkingsgrad kan måles eller karakteriseres etter flere tilgjengelige metoder. Flere av disse har den svakhet at de primært er utviklet for å klarlegge bergmassens egenskaper mht. stabilitet, og at de dermed ikke er følsomme nok i bergmasse med middels eller lite oppsprekking. Fra flere fullprofiltunneler i bergmasse med lav oppsprekkingsgrad, vet vi at selv små stikk eller svakhetsflater med stor innbyrdes avstand (1-2 m) har betydning for netto inndrift.

Midlere avstand mellom svakhetsflater
Det beste målet for å karakterisere oppsprekkingsgrad for fullprofilboring er funnet å være midlere avstand mellom svakhetsflatene, som også kan uttrykkes som antall svakhetsflater pr. m. Avstanden mellom svakhetsflatene er igjen delt inn i oppsprekkingsklasser. Det er bla. gjort for å lette kartleggingen og for ikke å uttrykke en større nøyaktighet enn det visuell kartlegging av bergmassen kan oppnå.

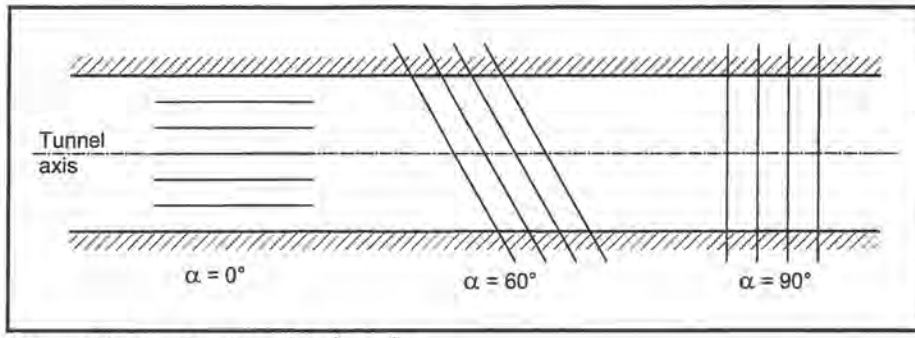
Det er definert to typer oppsprekking: stikk og sprekker. Enkelt sagt vil sprekker kunne følges rundt hele tunnelperiferien mens stikk bare kan følges rundt deler av periferien. Etterkartlegging av tunneler viser at stikk er den klart dominerende oppsprekkingstypen, og at oppsprekking som kan karakteriseres som sprekker bare forekommer over korte tunnelstrekninger og i spesielle bergmasser.

Oppsprekkingsklasse (Sprekker = Sp / Stikk = St)	Avstand mellom svakhetsflater a_f [cm]	Gruppering av klasser med avstand [cm]
0	∞	240 - ∞
0-I	160	120 - 240
I-	80	60 -120
I	40	30 - 60
II	20	15 - 30
III	10	7.5 - 15
IV	5	4 - 7.5



Stikk langs scanline i tunnelveggen.

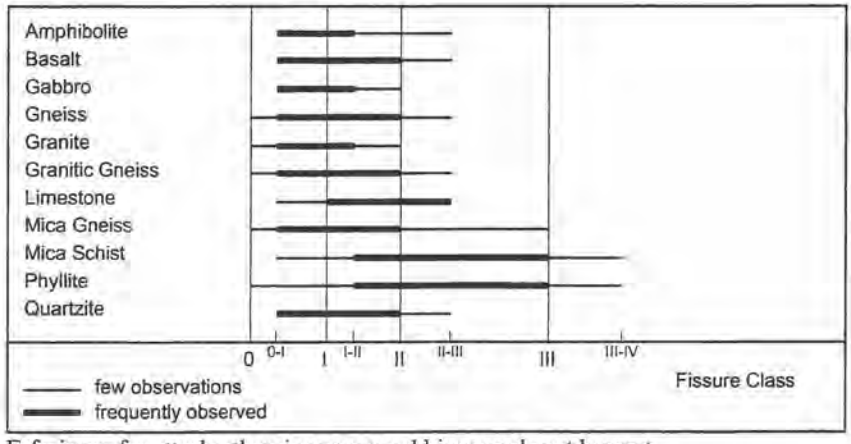
Oppsprekkingens orientering i forhold til tunnelaksen er av stor betydning for inndriften, spesielt ved lav oppsprekkingsgrad. Grunnen til dette er illustrert i figuren under.



Oppspreking med varierende orientering.

- Oppsprekking parallelt med tunnelaksen vil virke hemmende på sideveis kaksbryting ut fra kuttereggen.
- Oppsprekking normalt på tunnelaksen vil oppleves over en kort tunnelstrekning for hver svakhetsflate. Mellom svakhetsflatene vil bergmassen tilsynelatende være homogen.
- Oppsprekking med 50 - 70 graders vinkel til tunnelaksen vil føre til at det er flere svakhetsflater tilstede i stuffen til enhver tid.

Svakhetsflatenes orientering kan best kartlegges ved direkte måling i felt, så som måling av strøk og fall, og videologging av borhull. I folierte bergarter er gjerne hovedoppsprekkingen orientert langs foliasjonen. Foliasjonsretning kan da brukes som anslag for oppsprekkingens orientering.

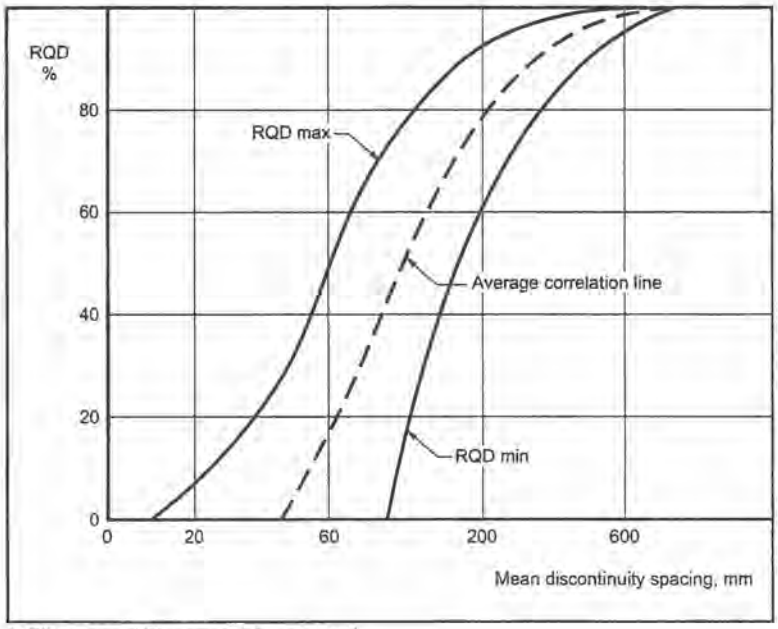


Erfaringer fra etterkartlegging: oppsprekkingsgrad mot bergart.

Rock Quality Designation

RQD (Rock Quality Designation) er mye brukt for å karakterisere oppsprekkingsgrad. Grovt sett har bare oppsprekking med avstand < 10 cm innvirkning på RQD-verdien.

Dette kan gi uheldige utslag på klassifisering av oppsprekkingsgrad mht. fullprofilboring, se figuren under. Kjernelogging for å finne RQD bør derfor alltid suppleres med å angi midlere sprekkeavstand eller antall sprekker pr. m, som kan brukes til å bestemme oppsprekkingsklassen direkte. Ved simulering kan vi finne sannsynlige sammenhenger mellom midlere avstand mellom svakhetsflatene og RQD-verdien for bergmassen. Dette er vist i figuren under. En slik utledning av midlere sprekkeavstand vil ikke kunne si noe om oppsprekkingens orientering.

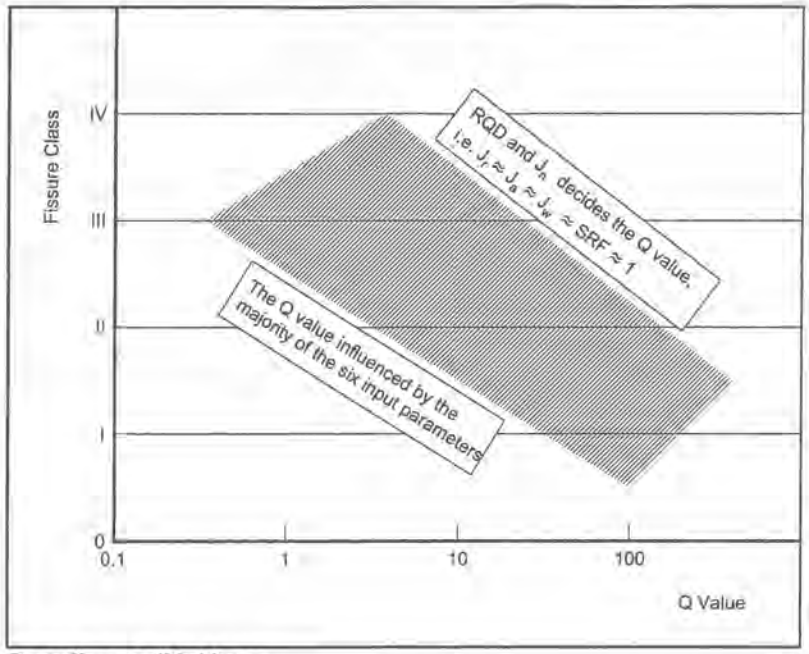


RQD mot midlere sprekkeavstand.

Q-verdien

Q-verdien er godt kjent og mye brukt ved prosjektering av tunneler over hele verden. Q-verdien er basert på seks underliggende parametre, hvorav fire er relatert til oppsprekkingsgrad og oppsprekkingstype. De to andre er relatert til vann- og spenningsforhold. Q-verdien er ikke retningsavhengig. Q-verdien må derfor brukes med forsiktighet ved estimering av oppsprekkingsgrad, det vil eventuelt være bedre å bruke de underliggende parametrene RQD og antall sprekkesett for å anslå oppsprekkingsgraden.

Ved simulering kan vi finne sannsynlige sammenhenger mellom midlere avstand mellom svakhetsflatene og Q-verdien for bergmassen. Dette er vist i figuren under. En slik utledning av midlere sprekkeavstand vil ikke kunne si noe om oppsprekkingens orientering eller type oppsprekking (stikk eller sprekker).

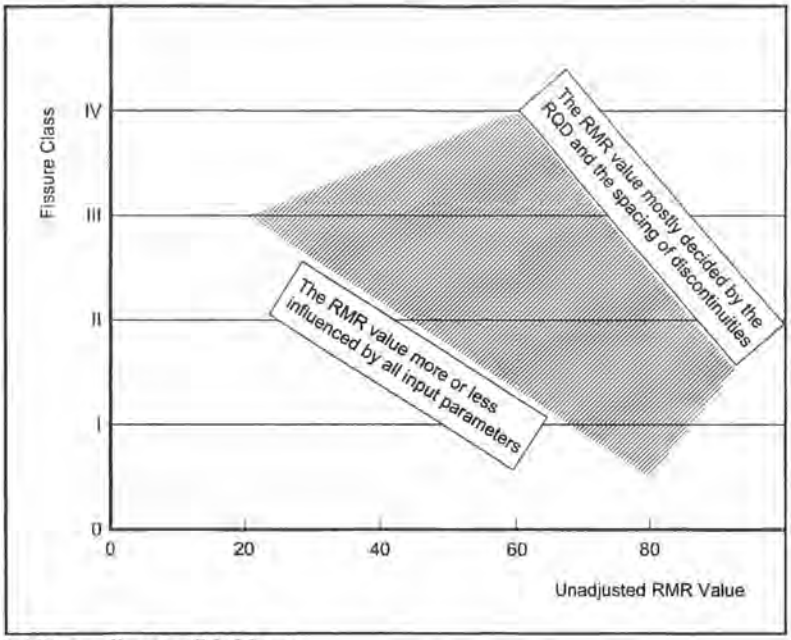


Q-verdi mot stikk-klasse.

RMR-systemet

The Rock Mass Rating System bygger på fem eller seks underliggende parametre, hvorav to er RQD og midlere avstand mellom svakhetsflater. Den eventuelt sjette parameteren beskriver svakhetsflatenes orientering til fjellrommet. Dersom de underliggende parametrene til RMR-verdien er kjent, kan vi utlede oppsprekkingsgraden med tilfredsstillende sikkerhet. Svakhetsflatenes orientering til tunnelaksen kan til en viss grad også bestemmes.

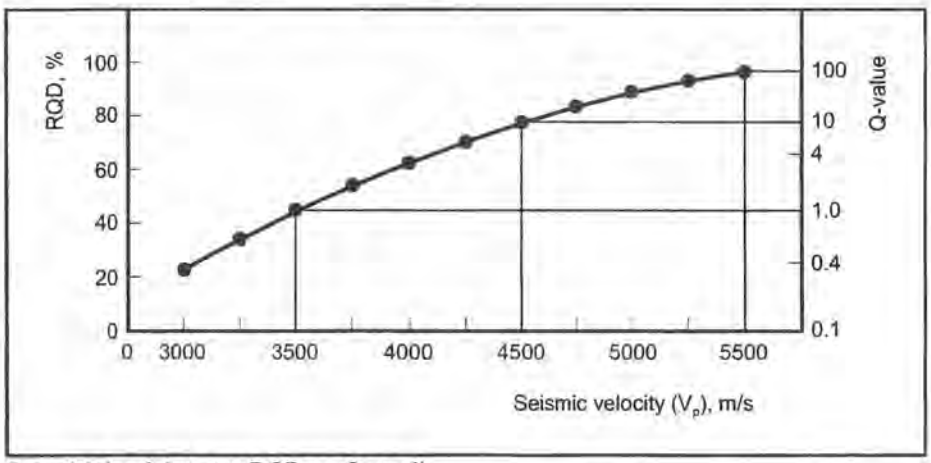
Dersom de underliggende parametrene ikke er kjent, kan resultat fra simulering hjelpe oss å finne sannsynlige sammenhenger mellom midlere avstand mellom svakhetsflatene og RMR-verdien for bergmassen. Dette er vist i figuren under. En slik utledning av midlere sprekkeavstand vil ikke kunne si noe om oppsprekkingens orientering eller type oppsprekking (stikk eller sprekker).



RMR-verdi mot stikk-klasse.

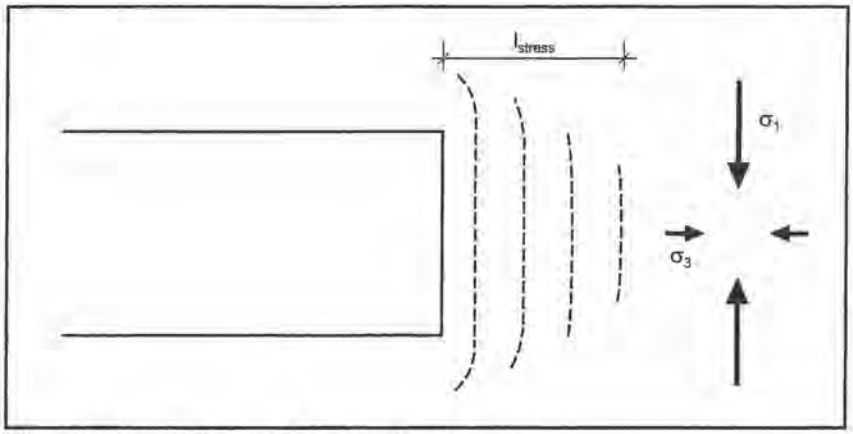
Seismikk

Seismisk hastighet kan bare brukes som en indikasjon på bergmassens oppsprekkingsgrad, og må brukes med stor forsiktighet ved estimering av midlere avstand mellom svakhetsflatene. Skal seismisk hastighet brukes som grunnlag for å anslå oppsprekkingsgrad, må hastigheten være målt over korte strekninger og i uniforme geologiske forhold, spesielt med hensyn til bergart og fravær av svakhetssoner.



Seismisk hastighet mot RQD og Q-verdi.

Bergspenninger
Bergspenninger vil i noen tilfelle ha positiv innvirkning på netto inndrift. Dette forutsetter stor spenningsanisotropi og at største hovedspenning er tilnærmet parallell med stuffen. Virkningen av en slik spenningssituasjon kan illustreres som en virtuell oppsprekking parallelt med stuffen.



Virtuell oppsprekking pga. bergspenninger.

Den positive virkningen av bergspenninger må ikke overvurderes; netto inndrift kan øke, men maskinutnyttelsen kan gå ned pga. sikringsarbeid, gripperproblem og lignende.

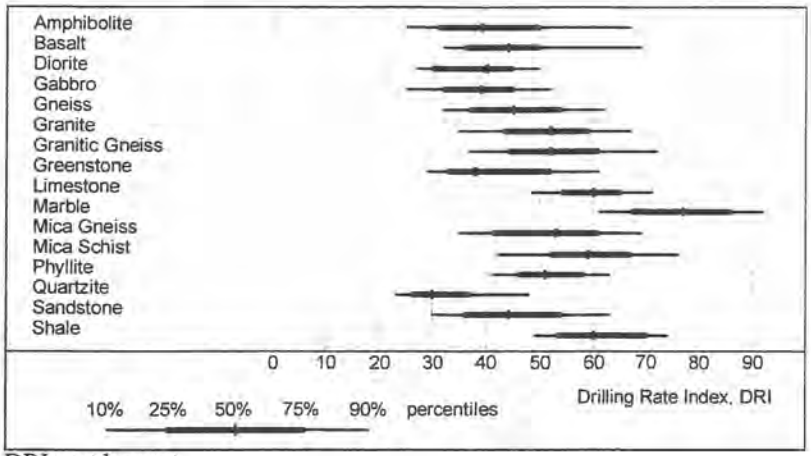
En homogen spenningssituasjon kan øke den tilsynelatende bergartsstyrken. Spenninger kan også lukke svakhetsflater i bergmassen og dermed redusere deres virkning.

BERGARTSEGENSKAPER

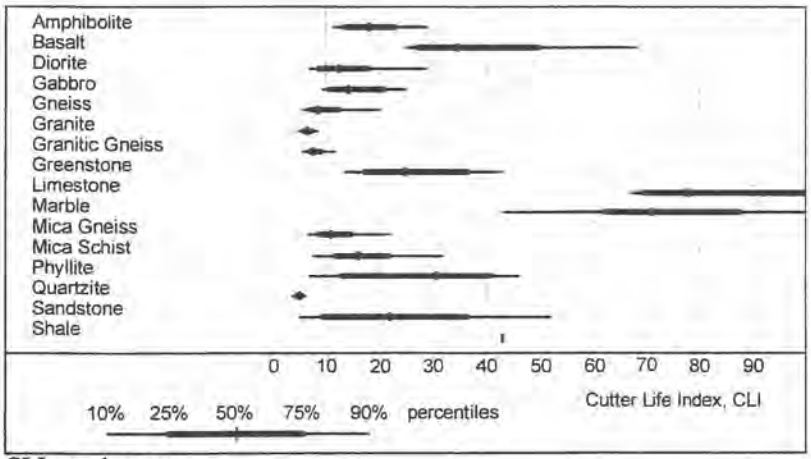
Borbarhetsindekser
Det anbefales at bergartsegenskapene beskrives ved borbarhetsindeksene DRI og CLI, og kvartsinnhold, siden den mest omfattende beregningsmodellen for inndrift og borverktøylevetid er basert på disse parametrene (NTNU-modellen). Det sikreste resultatet framkommer ved prøvetaking og laboratorietesting av bergartsprøver langs tunneltraseen. Forvitrede prøver bør ikke brukes, men skulle det være nødvendig, må forvitringsgraden vurderes. Forvitringen virker på de underliggende parametrene for DRI og CLI. Tommelfingerregler for justering av testresultatene er vist under.

Beskrivelse av forvitring	S_{20}	SJ	AVS
Forvitring er observert	0.95	0.75	1
Prøven er tydelig forvitret	0.9	0.4	1
Prøven er gjennomforvitret	Ikke bruk som prøve.		

Uten laboratorietestede prøver fra traseen, kan erfaringsdata fra borbarhetsdatabasen ved NTNU brukes. Spredning i DRI- og CLI-verdier for noen bergarter er vist under.



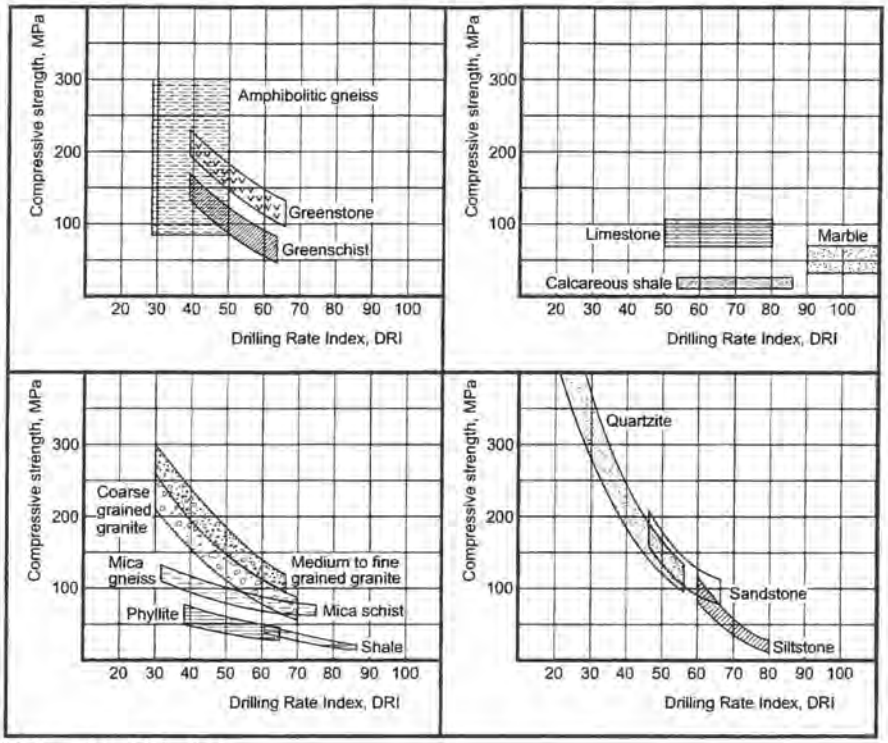
DRI mot bergart.



CLI mot bergart.

Trykkfasthet

Internasjonalt er bergartens trykkfasthet mye brukt som bergartsparameter i anbudsgrunnlag. En sammenheng mellom DRI og trykkfasthet er vist under.

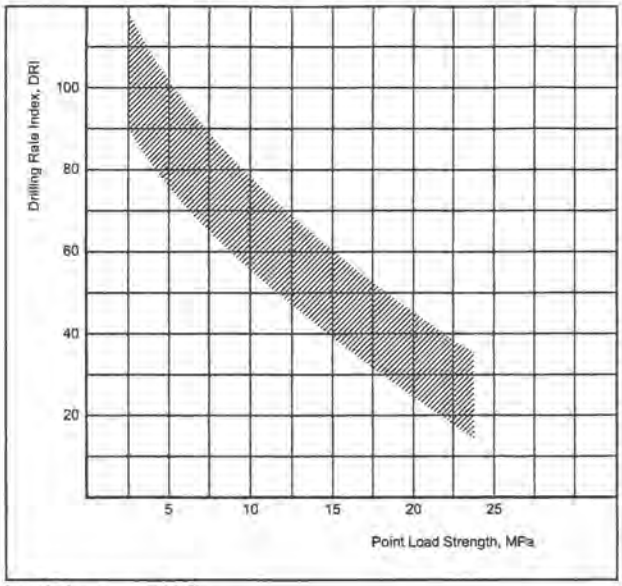


DRI mot trykkfasthet.

En bør være klar over at den målte trykkfastheten er svært avhengig av testbetingelsene, så som prøvediameter, vanninnhold og pålastingshastighet. Disse bør være kjent før trykkfastheten brukes videre som bergartsparameter. Trykkfastheten kan også være utledet av punktlaststyrken (uten at dette alltid framgår). En bør da framskaffe og bruke punktlaststyrken som bergartsparameter framfor trykkfastheten.

Punktlaststyrken

Punktlasttesten er enkel og rimelig å utføre, for eksempel på borkjerner. Kaksbrytingen på stuff (og knusingen i sprøhetstesten for DRI) er antatt i hovedsak å bestå av strekkbrudd, noe som også gjelder for punktlasttesten. Det er også en relativt bra sammenheng mellom punktlaststyrke og DRI.

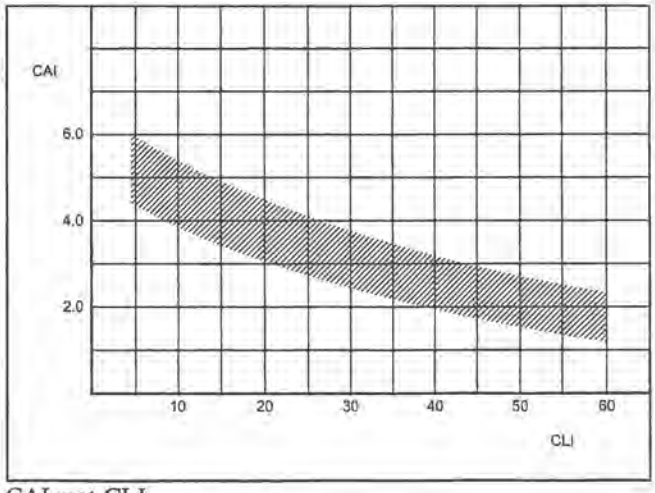


Punktlast mot DRI.

CERCHAR Abrasivity Index CAI

CAI er en enkel ripetest som har en viss utbredning internasjonalt. Testen krever lite testmateriale og er derfor egnet ved forenklet prøvetaking og på et tidlig stadium i planleggingen.

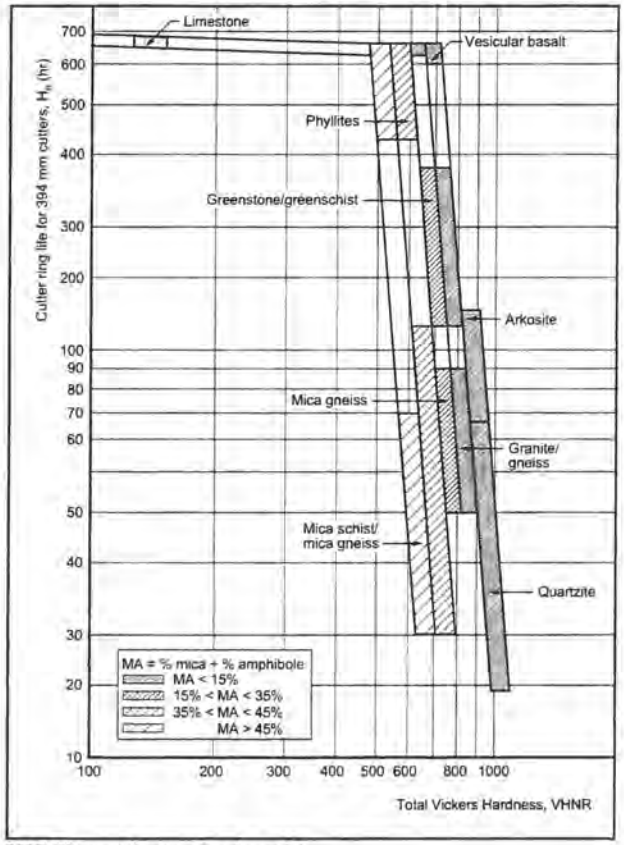
Sammenhengen mellom CAI og CLI er tilfredsstillende for CAI-verdier < 4. For CAI-verdier > 4 må overgangen fra CAI til CLI brukes med forsiktighet.



CAI mot CLI.

VHNR

Vickers' Hardness Number Rock settes sammen på basis av bergartens prosentvise mineralinnhold. Bergartens mineralinnhold kan finnes fra små prøvestykker. Et grovt tall for VHNR for en bergart kan som regel framskaffes med basis i bergartsbeskrivelsen. Ut fra dette kan en få et grovt estimat av borverktøylevetiden fra figuren under.



VHNR mot kutterringlevetid.

OPPSUMMERING

- Egne trasealternativ for fullprofilboring bør skilles ut tidlig i planprosessen.
- Fullprofilboring kan forsvare et større omfang av forundersøkelser enn for konvensjonell drift.
- Bergmassens oppsprekkingsgrad er den desidert viktigste parameter for tidforbruk og kostnader ved fullprofilboring. Feltkartlegging bør prioritere denne.
- Det fines brukbare sammenhenger mellom klassifiseringssystem og bergartsparametre brukt av andre, og parametrene brukt i NTNUs beregningsmodeller for tidforbruk og kostnader. Sammenhengene må likevel brukes med forsiktighet.

FJELLSPRENINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

GRUNNVARME FRA FAST FJELL – ØKT ENERGIUTTAK VED HYDRAULISK TRYKKING AV BOREBRØNNER

Ground source energy from crystalline bedrock – increased energy extraction by using hydraulic fracturing in wells

Siv.ing. Randi Kalskin, Stipendiat Norges geologiske undersøkelse/NTNU, Inst. for geol. og bergteknikk
Dr. ing. Bernt Olav Hilmo, Forsker, Norges geologiske undersøkelse
Professor, dr. ing. Bjørge Brattli, NTNU Inst. for geol. og bergteknikk
Ph.D. Espen Hiorth, overingeniør Brønnteknologiutvikling AS

SAMMENDRAG

Et demonstrasjonsanlegg for grunnvarme er under bygging ved Bryn skole i Bærum kommune. Demonstrasjonsanlegget er en del av et forskningsprosjekt hvor hovedmålet er å redusere borekostnadene for middels til store anlegg basert på grunnvarme fra berggrunnen. Dette er tenkt gjort ved hydraulisk trykking som fører til en oppsplitting av bergmassen. Dette gir større varmevekslerflate mellom det sirkulerende grunnvannet og berggrunnen, og dermed større energiuttak pr. brønn. Utvikling av utstyr og metodikk for hydraulisk trykking av borebrønner i berg inngår i prosjektet.

Fem brønner er boret ved Bryn skole. Undersøkelser med brønnlogging (optisk televiewer, temperatur, elektrisk ledningsevne og gamma stråling), kapasitetstester og hydraulisk trykking har blitt gjennomført i alle brønnene. Videre er det utført bergspenningsmålinger i en av brønnene. Resultatene så langt viser at brønnenes kapasitet har økt betydelig, fra cirka 15-400 liter/time til 760-1840 liter/time, som følge av hydraulisk trykking i flere nivåer i brønnene. Dette på tross av at berget var forholdsvis vanskelig å sprekke opp på grunn av høye bergspenninger og bergartens (ringerikssandstein) høye strekkfasthet. Ved hjelp av resultater fra geofysisk logging, særlig endringer i vannets elektriske ledningsevne, er det mulig å kartlegge *nye* vannførende sprekker i brønnen.

SUMMARY

A demonstration plant for ground-source energy is under construction at Bryn school in Bærum municipality. The demonstration plant is a part of a research project where the main objective is to reduce the drilling costs for medium- to large scale energy plants. Hydraulic fracturing produces a jointed rock mass with higher hydraulic conductivity, and the heat exchange area between the rock mass and the circulating ground water increases. This gives an increased energy extraction per well. Development of equipment and methodology for hydraulic fracturing in drilled wells is a part of the project.

Five well have been drilled at Bryn school. Investigations consisting of well logging (optical televiewer, temperature, electric conductivity and gamma radiation), yield tests and hydraulic fracturing have been performed in all the wells. Rock stress measurements have been carried out in one of the wells. The results so far shows that the well yields have increased from approximately 20-400 liters/hour to 760-1840 liters/hour as a consequence of hydraulic fracturing in several levels in the wells. This in spite of the fact that the rock type (Ringerike sandstone) was fairly difficult to fracture because of high rock stresses and the high tensile strenght of the rock. By means of the results from geophysical logging, particularly changes in electric conductivity, it is possible to map where *new* water-bearing fractures are present.

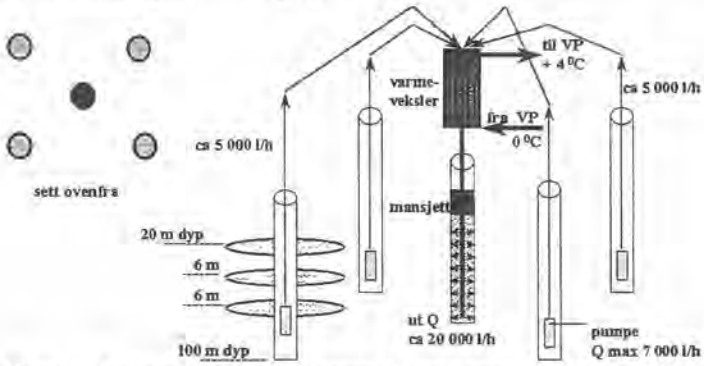
1 INNLEDNING

Kostnadene forbundet med boring av energibrønner utgjør vanligvis mellom 30-40% for konvensjonelle grunnvarmeanlegg i berg. Ved å benytte hydraulisk trykking håper man å kunne redusere borekostnadene med opptil 50% for middels til store anlegg basert på grunnvarme fra fast berggrunn. Hydraulisk trykking fører til en oppsplitting av berget. Dette gir større varmevekslerflate mellom sirkulerende grunnvann og berggrunnen, og dermed større energiuttak per brønn. Hvilke effekter, begrensninger og muligheter metoden gir, vil bli vist i demonstrasjonsanlegg der berggrunnen skal benyttes til kjøle- og oppvarmingsformål. Det første av i alt to demonstrasjonsanlegg er under bygging ved Bryn skole i Bærum kommune.

Samarbeidspartnere i prosjektet er Norges geologiske undersøkelse (NGU), Brønnteknologiutvikling AS, Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU), Energiselskapet Asker og Bærum (Viken Energinett), SINTEF Bygg og miljø, avd. for Berg og geoteknikk og Norsk brønnborerforening.

2 ANLEGGSBESKRIVELSE

Anlegget (figur 1) består av fem brønner, én senterbrønn omkranset av fire satellittbrønner. Prinsippet går ut på å pumpe opp grunnvann fra de fire satellittbrønnene til varmepumpen hvor energiuttaket foregår, hvorpå det kalde returvannet føres tilbake til magasinet via senterbrønnen. For å kunne gjøre dette må det være god hydraulisk kommunikasjon mellom brønnene. De fleste borebrønner i fjell er beskjedne vanngivere, slik at hydraulisk trykking i flere nivåer i hver brønn vil være nødvendig. En oppsprukket og permeabel bergmasse vil fungere som en stor varmeveksler for det sirkulerende grunnvannet. Energiuttaket per bormeter vil derfor bli høyere enn hva som er mulig i et vanlig grunnvarmeanlegg der energiopptaket fra berggrunnen skjer via en kollektorslange med en sirkulerende vann-frostvæske blanding. Vannkvaliteten vil ha betydning for driften av grunnvarmeanlegg basert på opp-pumpet grunnvann, og må undersøkes. Dette gjelder spesielt stoffer som kan gi utfellinger (jern, mangan og karbonater), igjenslamming og korrosjon.



Figur 1. Prinsippskisse av anlegget (Skarphagen, 1998). Hovedpoenget er å føre "varmt" vann fra de fire satellittbrønnene til varmepumpen hvor energiuttaket finner sted, hvorpå det kalde returvannet føres tilbake til magasinet via senterbrønnen. Hydraulisk trykking av alle brønnene gjør at det sirkulerende vannet kan hente energi fra store flater i berggrunnen.

3 UTSTYRS- OG METODEUTVIKLING

Utstyr for hydraulisk trykking av borebrønner i fast fjell er utviklet av Brønnteknologiutvikling AS. Utstyret består av to ekspanderende pakninger montert på et perforert stålrør, en såkalt dobbeltmansjett eller straddle packer. Pakningene er testet i laboratoriet til å tåle trykk på 300 bar, og er laget i aramidforsterket gummi. Etter uttesting i felt ble dobbeltmansjetten videreutviklet slik at hvert pakningselement kan trykksettes hver for seg. Noen tekniske data for FrakPak – AIP 410-550 er presentert nedenfor.

FrakPak – AIP 410-550

Tekniske data

Type:	Væsketrykk ekspandert
Ytre diameter:	4 3/8" / 110 mm
Indre diameter:	2" / 50 mm
Maks. ekspansjons diameter:	7" / 180 mm
Materiale element:	HNBR og aramid
Materiale mekaniske deler:	AISI 316
Arbeidstrykk:	250 bar
Test trykk:	300 bar
Sprengningstrykk:	500 bar
Antall ekspansjoner til 250 bar:	> 300 i 5.5" testrør
Antall trykkeoperasjoner i felt:	40-60 stk



Figur 2. Dobbeltmansjett utviklet av Brønnteknologi-utvikling AS.

Fortrinn i forhold til kompresjonssatte mansjetter:

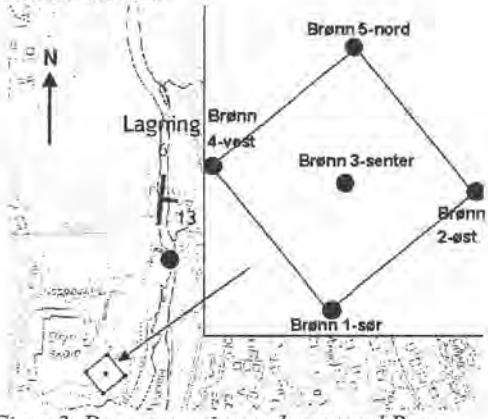
- Stor radiell ekspansjon (0,56"/14 mm)
- Går helt tilbake til utgangsdiameter ved avlastning
- Mange gjentatte ekspansjoner

Stor mekanisk holdekraft ved aksialbevegelse (130 tonn ved 300 bar ekspansjonstrykk)

I den første fasen av prosjektet var det viktig å finne frem til hensiktsmessig utstyr og arbeidsmetodikk som kunne brukes videre i prosjektet. Som et ledd i denne prosessen ble utstyr for hydraulisk trykking og utstyr for kapasitetstesting prøvd ut i en testbrønn ved NGUs hovedkontor i Trondheim. Testbrønnen er boret i grønnstein. For å dokumentere effekten av hydraulisk trykking, ble testbrønnen kapasitetstestet før og etter hydraulisk trykking. Seksjonsvis stimulering av testbrønnen med hydraulisk trykking ble gjort med og uten bruk av proppants (kvartssand for å holde sprekkene åpne etter trykkavlastning).

4 FELTUNDERSØKELSER VED BRYN SKOLE

Etter strukturgeologiske undersøkelser ble tre av brønnene ved Bryn skole i Bærum plassert parallelt med den mest dominerende sprekkeretningen, mens de to siste ble plassert normalt på, slik som vist i figur 3. Avstanden fra senterbrønnen til satellittbrønnene er 13 meter. Boringene av de fem brønnene, som alle er 5½" (140 mm) i diameter og 100 meter dype, startet i november 2000. Berggrunnen i området består av ringerikssandstein med innslag av enkelte intrusive ganger, sannsynligvis diabas.

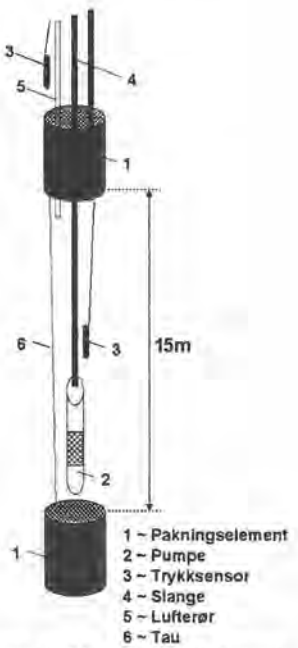


Figur 3. Demonstrasjonsanlegget ved Bryn skole. Plassering og navnsetting av brønner.

Feltundersøkelsene som er blitt utført omfatter kapasitetstesting av brønnene og geofysisk logging før og etter hydraulisk trykking. Videre er det gjort bergspenningsmålinger og hydraulisk trykking av 11-13 seksjoner i alle brønnene. Gjenstående aktiviteter er injisering av proppants i åpne sprekker, for ytterligere kapasitetsøkning i brønnene, med påfølgende kapasitetstesting av de stimulerte sprekkene. Nedenfor følger en kort beskrivelse av utstyr og undersøkelsesmetoder.

4.1 Kapasitetstesting

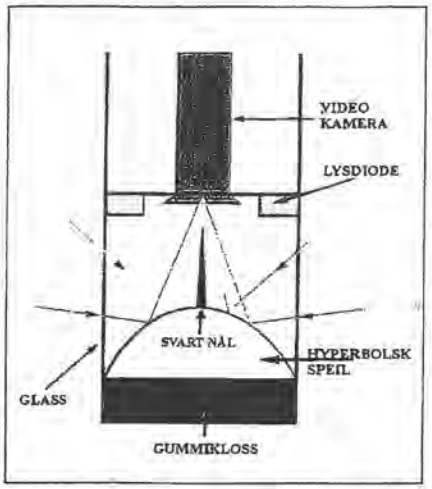
Alle brønnene ble kapasitetstestet før og etter hydraulisk trykking. Videre var trykksensorer, som måler endring i grunnvannsstand, satt ut i de omkringliggende brønnene for å måle disse brønnenes respons på testpumpingen. En naturlig, tilnærmet horisontal sprekkesone på 13 meters dyp viste seg å dominere det hydrauliske system fullstendig, og det var nødvendig å stenge av denne sonen for å få et reelt tall på vannytelsene fra resten av brønnen. For å gjøre dette ble det montert et pakningselement like under sprekkesonen. Kapasitetene for alle brønnene under sprekkesonen ble målt med et flowmeter av typen PROMAG 33AT15. I tillegg ble det gjort manuelle målinger med kar og stoppeklokke.
Etter hydraulisk trykking ble brønnene testet seksjonsvis for hver 15. meter med pakningselementer både over og under pumpen. En prinsippskisse av utstyret er vist i figur 4. Seksjoner som ble undersøkt var fortrinnsvis, og ved behov, 26-41, 26-100, 41-56, 41-100, 56-71, 56-100 og 71-100 meter under topp rør.



Figur 4. Utstyr for seksjonsvis pumping.

4.2 Geofysiske undersøkelser

Alle brønnene ble logget før og etter hydraulisk trykking med optisk televiewer og en sonde som måler vanntemperatur, vannets elektriske ledningsevne og total (naturlig) gammastråling. Prinsippet for optisk televiewer er vist i figur 5. Lyset som sendes ut fra lysdiodene for å lyse opp brønnveggen, reflekteres til et hyperbolsk speil. Fra speilet reflekteres lysstrålene opp til et videokamera. Optisk televiewer gir informasjon om bergartsgrenser, oppsprekking og strøk- og fall på strukturer. Således egner utstyret seg godt for å identifisere gjenfylte sprekker. Disse sprekkene antas å være lettere å åpne enn jomfruelig berg.



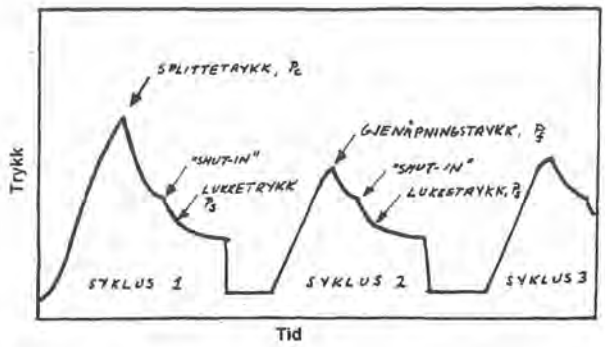
Figur 5. Måleprinsipp for optisk televiewer (Robertson Geologging).

En kontinuerlig logg av vanntemperatur og vannets elektriske ledningsevne er nyttig for identifisere eventuelle vannførende sprekker. Dette vannet vil ofte ha annen sammensetning, og av og til forskjellig temperatur enn vannet i brønnen for øvrig. Videre er temperaturloggen viktig for å kunne angi den geotermisk gradienten for området. Endringer i total (naturlig) gammastråling indikerer forandringer i geologien, og skyldes som regel kalium som blant annet finnes i feltspat (kalifeltspat) (Elvebakk og Rønning, 2001). Total gamma sammen med resultatene fra optisk televiewer gjør det lettere å bestemme hvilke bergarter som opptrer i brønnen.

4.3 Bergspenningsmålinger

Avsnittet er i hovedsak basert på Jóhannsson (2001).
SINTEF Bygg og miljø, avdeling for Berg og geoteknikk har i samarbeid med G. Meyer Borebrønnservice AS utført hydrauliske splittester (hydraulisk trykking) i fem seksjoner i en av brønnene ved Bryn skole. Målingene ble gjennomført i 1,3 m lange testseksjoner som ble avgrenset av en dobbeltmansjett. Testseksjonene ble valgt ut etter å ha studert resultatene fra optisk televiewer og logg med vanntemperatur, vannets elektriske ledningsevne og total gammastråling. Hensikten med splittetestene var å bestemme største og minste hovedspenning. I etterkant av målingene ble brønnveggene filmet med optisk televiewer for å orientere de nye sprekkene.

Utgangspunktet for testprosedyren som SINTEF benytter for hydraulisk splitting er ISRM's (International Society for Rock Mechanics) anbefalinger *Suggested Methods for Rock Stress Determination. Lukketrykket* eller *Instantaneous shut-in pressure,* P_s, tolkes som minste hovedspenning og bestemmes ut i fra diagram for trykk og vannstrøm som funksjon av tid. Forskjell mellom initielt splittetrykk og gjenåpningstrykk i andre og tredje syklus er et teoretisk mål på bergartens strekkfasthet.



Figur 6. Idealisert trykk – tid diagram for hydraulisk trykking. Modifisert etter ISRM Commision on Testing Methods (1987).

4.4 Hydraulisk trykking

Hydraulisk trykking for å øke sprekkeflatene i berget mellom brønnene, ble utført i 11-13 seksjoner i hver brønn i nivået mellom 30 og 90 meter under topp rør. Hver seksjon var 3 meter lang. I den nederste seksjonen i hver brønn ble det utført såkalt *søyletrykking* der kun øverste pakning var trykksatt. Dette fører til at hele *søylen*, fra øverste pakning og til bunnen av brønnen, blir stimulert når vanntrykket økes til det omgivende berget sprekker. *Søyletrykking* ble gjort helt til første sprekk var initiert. Etter dette gikk man over til vanlig *sonetrykking* der både øvre og nedre pakning er trykksatt under stimuleringen.

Utstyret som ble brukt til hydraulisk trykking ved Bryn er det samme som beskrevet i kapittel 3, *Utstyrs- og metodeutvikling*. På samme måte som beskrevet i avsnitt 4.1 om kapasitetstesting, var trykksonder for måling av endringer i grunnvannsstanden plassert i de omkringliggende brønnene ved hydraulisk trykking.



Figur 7. Rigging av dobbeltmansjetten før hydraulisk trykking av senterbrønnen.

5 RESULTATER

5.1 Utstyrs- og metodeutvikling

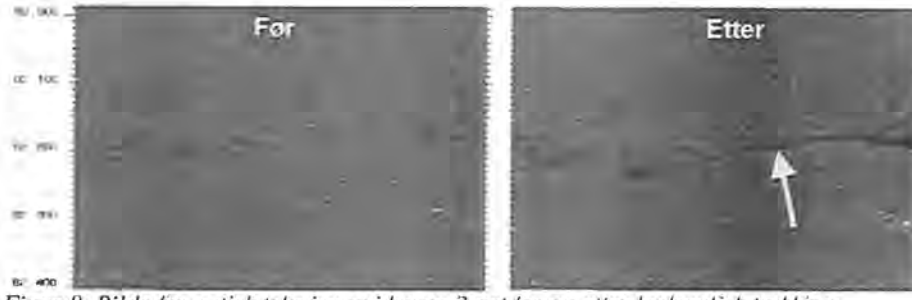
Erfaringene fra hydraulisk trykking i testbrønnen ved NGU viste at det sannsynligvis er nødvendig med vanntrykk opp mot 200 bar for å få åpnet nye sprekker selv i grønnstein. Det ble ikke registrert noen markante trykkfall ved hydraulisk trykking av testbrønnen der tilgjengelig maksimaltrykk var 150 bar. Dette tyder på at sprekker ikke ble åpnet, og brønnens kapasitetsøkning fra 500 til 1400 l/time skyldes åpning av eksisterende sprekker og utvasking av leire. Den nyutviklede dobbeltmansjetten fungerte fint. Forsøket med hydraulisk trykking og injisering av proppants i åpne sprekker var ikke vellykket.

5.2 Geofysisk logging før og etter hydraulisk trykking

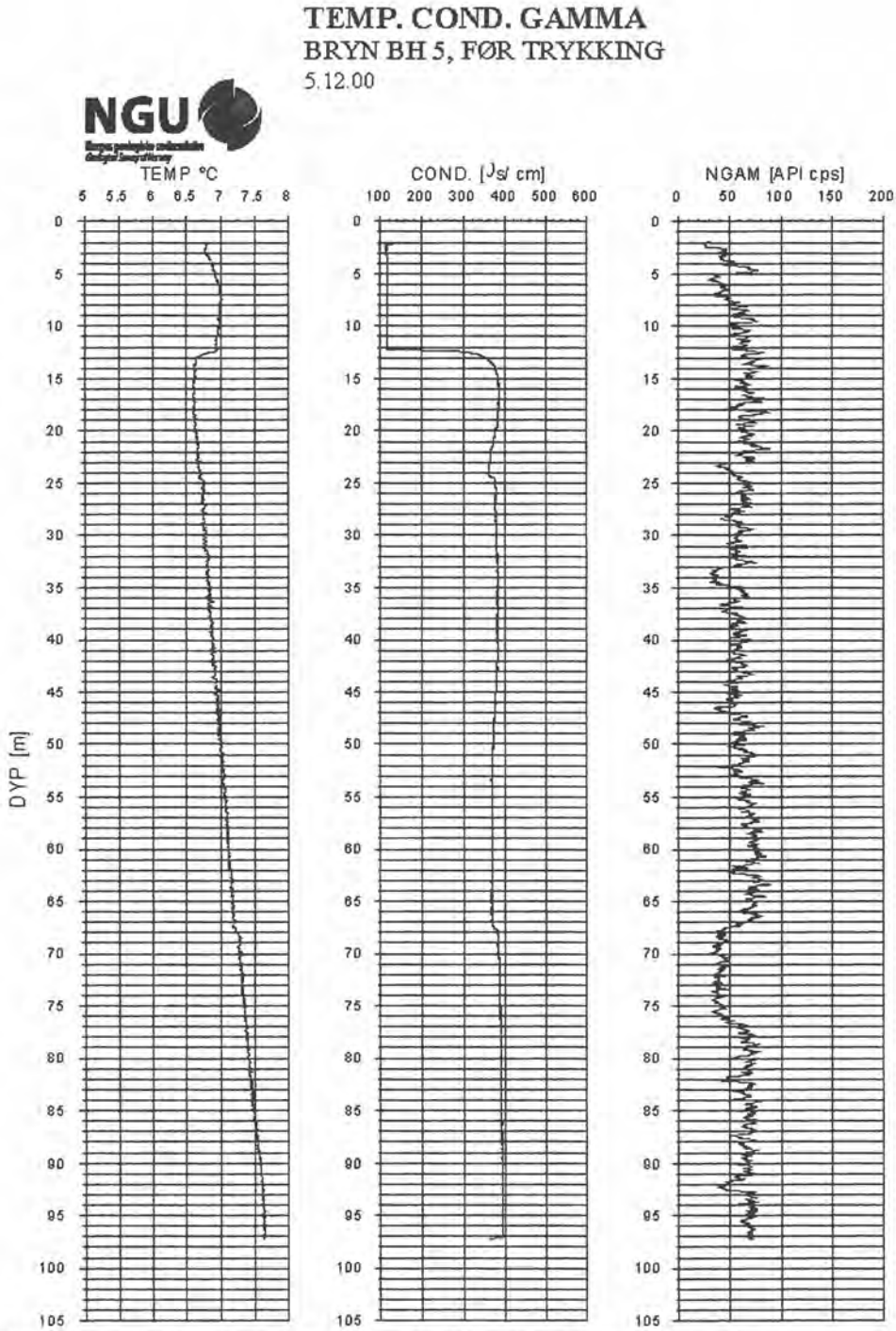
Resultatene fra den optiske televieweren ble brukt til å finne seksjoner egnet for bergspenningsmålinger og hydraulisk trykking, samt registrering av endringer i brønnveggen som følge av hydraulisk trykking.

Figur 9 og 10 viser loggene for vanntemperatur, vannets elektriske ledningsevne og total (naturlig) gammastråling for brønn 5-nord ved Bryn skole henholdsvis før og etter hydraulisk trykking. Både vannets elektriske ledningsevne og temperatur endrer seg flere ganger i forhold til den opprinnelige tilstanden, og det samme er tilfelle for de andre brønnene. Maksimumsverdien for vannets elektriske ledningsevne øker til dels betydelig for to av brønnene mens den reduseres noe, eller er stabil for de tre resterende brønnene. Endringer i vannets elektriske ledningsevne skyldes innslag av grunnvann med forskjellig ioneinnhold. I tillegg til noenlunde samsvarende endringer med logg for vannets elektriske ledningsevne, er vanntemperaturen ved 100 meters dyp i brønnene noe høyere etter hydraulisk trykking enn før. Økningen er størst for brønn 5-nord der temperaturen øker fra 7,70 til 7,93 °C (figur 9 og 10).

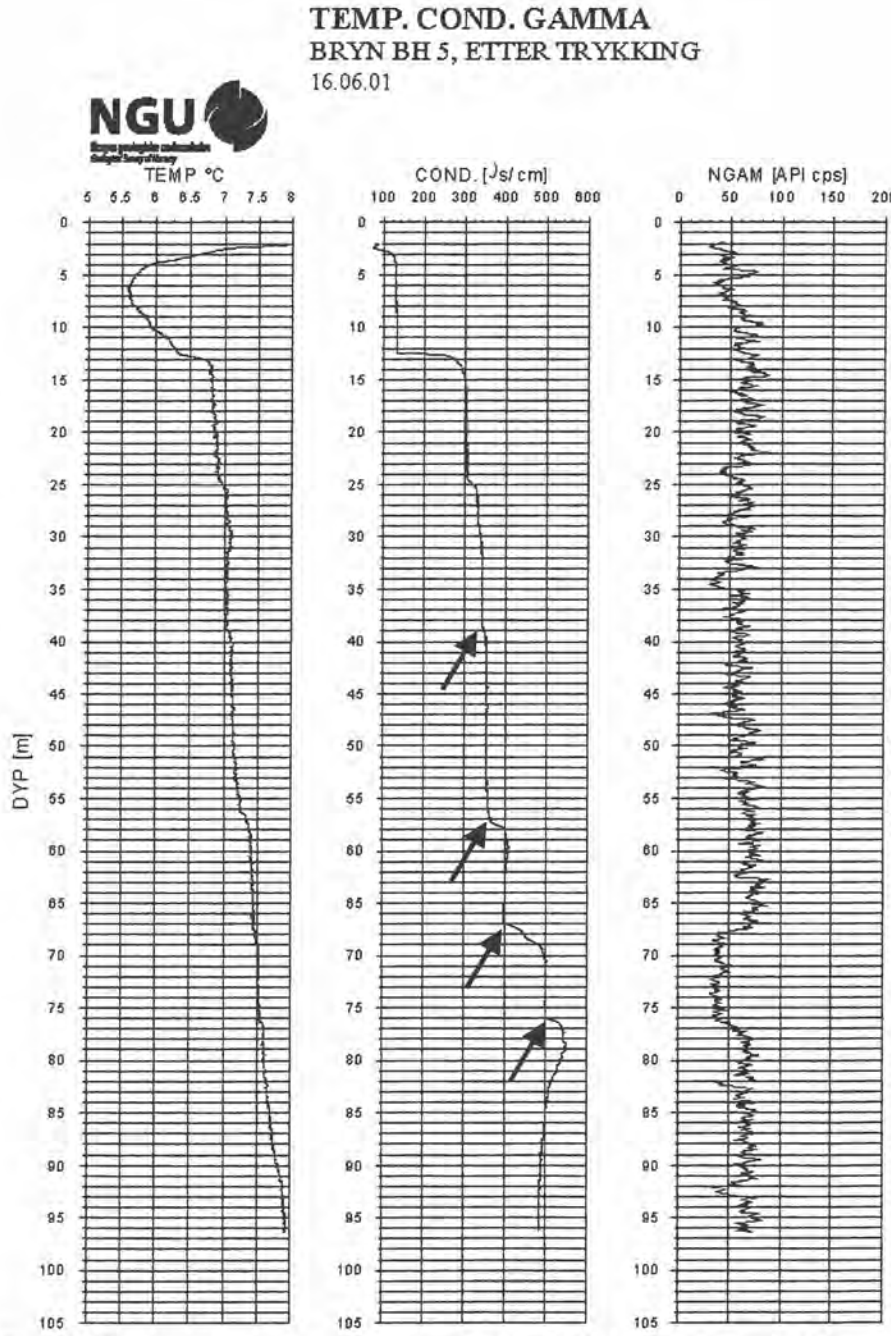
Enkelte av endringene i vannets elektriske ledningsevne og temperatur representerer synlige endringer i brønnveggen, og kan sees på bildene fra optisk televiewer. Disse endringene kan opptre som helt eller delvis åpning av gamle gjenfylte sprekker, som nye sprekker, eller åpne hull/kanaler. Videre er det generelle inntrykket at synlige endringer i brønnveggen er vanskelige å få øye på, særlig i områder der bergarten er forholdsvis mørk. Figur 8 viser brønn 2-øst, utsnitt 82,0-82,4 meter under topp rør, før og etter hydraulisk trykking.



Figur 8. Bilde fra optisk televiewer i brønn 2-øst før og etter hydraulisk trykking. Sprekk 82,2 meter under topp rør er tydelig større etter hydraulisk trykking. Bergarten på bildet er en intrusiv gang, sannsynligvis en diabas, og ikke ringerikssandstein.



Figur 9. Logg over vanntemperatur, vannets elektriske ledningsevne og total gammastråling i brønn 5-nord før hydraulisk trykking.



Figur 10. Logg over vanntemperatur, vannets elektriske ledningsevne og total gammastråling i brønn 5-nord etter hydraulisk trykking. Endringer i vannets elektriske ledningsevne er markert med piler. Infiltrasjon av kaldt vårvann kan være årsaken til den lave temperaturen på vannet i de øverste meterne av brønnen.

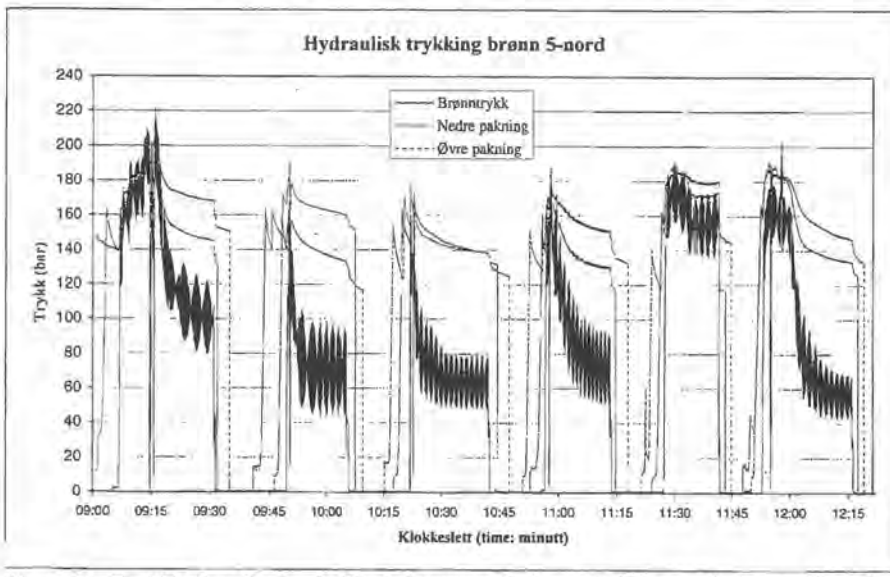
5.3 Bergspenningsmålinger

Målingene viser at splittetrykket, P_f, varierer mellom 140 og 188 bar, mens lukketrykket (instantaneous shut-in pressure, P_s) varierer mellom 46 og 167 bar for alle testomganger. Det vil si at minste hovedspenning varier fra 4,6 MPa til 16,7 MPa. De registrerte lukketrykk indikerer at største hovedspenning ligger i området 10 til 30 MPa. Ut i fra målte splittetrykk og gjenåpningstrykk anslås bergartens strekkfasthet til å være i størrelsesorden 7 til 11 MPa.

Bruk av optisk televiewer i stedet for avtrykkspakning for å orientere spenningene, førte ikke frem. Det var ikke mulig å se noen endring i brønnveggen før og etter spenningsmålingene. Ut fra tidligere erfaringer er det imidlertid sannsynlig at største horisontale spenning er orientert parallelt det dominerende vertikale sprekkesystemet i området (Jóhannsson, 2001).

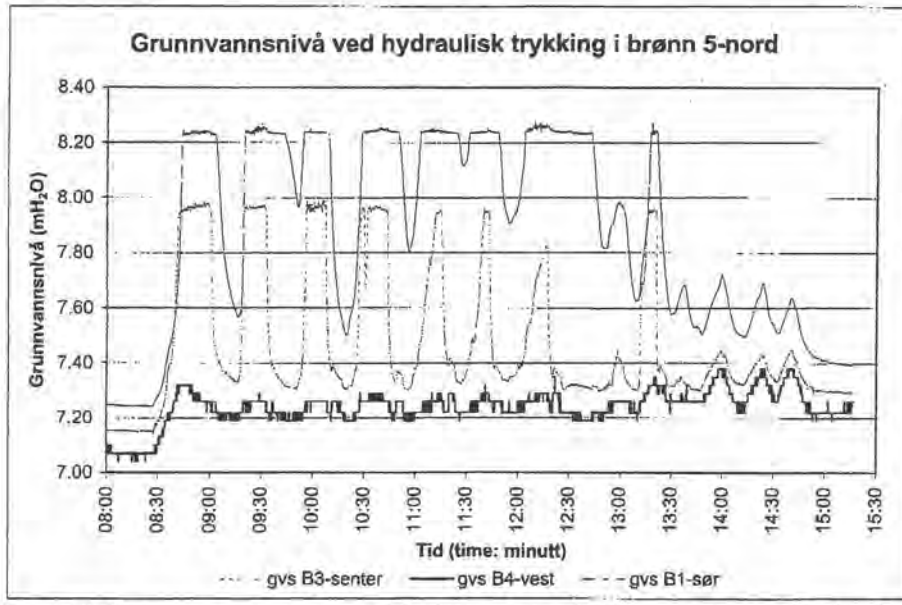
5.4 Hydraulisk trykking

Av totalt 62 stimuleringer med hydraulisk trykking i de fem brønnene ved Bryn skole ble det registrert 40 trykkforløp som tolkes til åpning/spyling av sprekker. Dette er i underkant av forventet, men er et resultat av til dels høye spenninger og bergartens høye strekkfasthet. Trykk-tid kurver for hydraulisk trykking i de dypeste seksjonene i brønn 5-nord (figur 11) viser at høye trykk over tid ikke var tilstrekkelig for å åpne sprekker i enkelte av seksjonene. Man ser også at enkelte toppverdier for vanntrykket er opp mot 200-220 bar. Det generelle inntrykket fra Bryn er imidlertid at det blir lettere å initiere sprekker i bergmassen etter hvert som antall stimuleringer i området øker.



Figur 11. Trykkforløp for henholdsvis brønntrykk (vanntrykk) og pakningstrykk ved trykking av følgende seksjoner i brønn 5-nord (fra venstre): 89,5-92,5, 82,8-85,8, 74,2-77,2, 68-71, 62-65 og 55,6-58,6.

Resultatene fra måling av grunnvannsstand i de omkringliggende brønnene viser at brønn 1-sør responderer mest på hydraulisk trykking. Ved hydraulisk trykking i brønn 1-sør responderer de tre målte brønnene så å si identisk. Brønn 1-sør og brønn 3-senter viser også en viss grad av parallellitet i responsen fra hydraulisk trykking i de andre brønnene (figur 12).



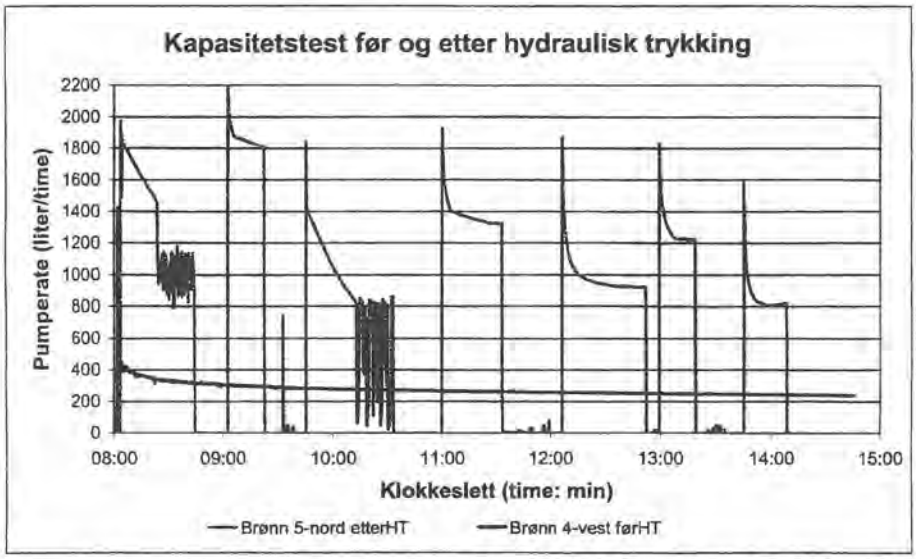
Figur 12. Endring i grunnvannsstand for brønn 1-sør, 3-senter og 4-vest ved hydraulisk trykking i brønn 5-nord. Størst respons i brønn 1-sør. Årsaken til at kurvene for brønn 1-sør og 3-senter flater ut på et visst nivå, er fordi brønnene flommer over.

5.5 Kapasitetstesting før og etter hydraulisk trykking

Den naturlige sprekkesonen 13 meter under terrengoverflaten kompliserte kapasitetstestingen ved at denne måtte stenges av med en tettepakning plassert dypere enn sonen. Brønnenes kapasitet, sprekkesonen inkludert, ble vurdert samtidig med boringen av brønnene. Resultatene fra alle kapasitetstester, samt brønnborerens anlsag ved hjelp av blåsing ved avsluttet boring, er presentert i tabell 1 nedenfor. Tallene er enten hentet direkte ut fra pumperatens kurveforløp over tid, basert på beregninger ut i fra denne, eller beregnet ved hjelp av grunnvannets stigekurve etter at pumpingen ble avsluttet. Fra tabellen ser man at brønnenes kapasitet har økt betydelig for alle brønnene som følge av hydraulisk trykking. Resultatene fra den seksjonsvise testpumpingen kan ikke summeres for å få en kapasitet for hele brønnen, eksklusive sprekkesonen. Årsaken til dette er at den samme sprekken kan kommunisere med flere seksjoner, og at man da ville fått for høy totalverdi for brønnen. Et forsiktig anslag er allikevel at kapasiteten har økt fra 15-400 liter/time til 760-1840 liter/time. Figur 13 viser pumperatens forløp ved pumping i brønn 4-vest og 5-nord henholdsvis før og etter hydraulisk trykking.

Tabell 1. Resultater fra testpumping av brønnene ved Bryn skole.

Beskrivelse		Kapasitet (liter/time)				
		Brønn 1-sør	Brønn 2-øst	Brønn 3-senter	Brønn 4-vest	Brønn 5-nord
Blåsetest ved boring. Hele brønnen, sprekkesone inkl.		1500	>10 000	5000	>10 000	8000
Testpumping med pakning *før* hydraulisk trykking. Pakning plassert under sprekkesone.		15	350	260	240	400
Seksjonsvis testpumping av brønner *etter* hydraulisk trykking. Seksjoner (meter under topp rør):						
	26-41	570	524	1003	1367	1017
	26-100	759	895	1514	-	1835
	41-56	323	166	-	5	539
	41-100	570	553	1500	150	1325
	56-71	-	-	-	-	923
	56-100	-	-	-	-	1225
	71-100	-	-	-	-	810

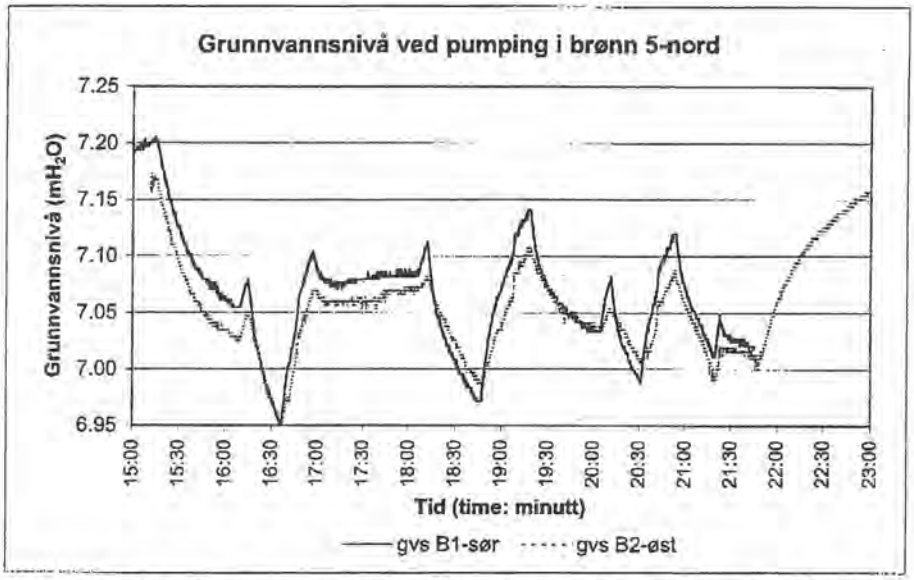


Figur 13. Pumperatens forløp ved pumping av henholdsvis brønn 4-vest før hydraulisk trykking og brønn 5-nord etter hydraulisk trykking. Ved pumping i brønn 4-vest er pakning plassert rett under sprekkesone, mens brønn 5-nord ble pumpet seksjonsvis. Fra venstre; pumperatens forløp for seksjon 26-41, 26-100, 41-56, 41-100, 56-71, 56-100 og 71-100.

Resultatene fra måling av grunnvannsstanden i de omkringliggende brønnene samtidig med testpumpingen viste at det er ingen kommunikasjon mellom brønnene *før* hydraulisk trykking (Nordstrand, 2001).

Etter hydraulisk trykking er situasjonen en annen. Her oppnås god kommunikasjon mellom alle brønnene, bortsett fra for de nederste seksjonene i brønn 4-vest. I de fleste tilfellene responderer brønnene tilnærmet parallelt. For noen av brønnene (brønn 3-senter og 5-nord) har brønn 1-sør noe større respons enn de andre brønnene (figur 14). Dette samsvarer med resultatene fra tilsvarende målinger gjort ved hydraulisk trykking (avsnitt 5.4 *Hydraulisk trykking)*. Responsen er såvidt parallell fordi målesondene er

plassert over sprekkesonen som influerer alle brønnene. Dette gjelder også for målingene gjort ved hydraulisk trykking.



Figur 14. Endring i grunnvannsstand for brønn 1-sør og 2-øst ved pumping i brønn 5-nord.

6 KONKLUSJON

I et forskningsprosjekt innen grunnvarme, hvor hovedmålet er å redusere borekostnader for middels- til større grunnvarmeanlegge basert på grunnvarme fra fast fjell, er nytt utstyr for hydraulisk trykking (dobbeltmansjett) utviklet. Dobbeltmansjetten (FrakPak – AIP 410-550), annet nødvendig utstyr og arbeidsprosedyrer er testet ut i en brønn utenfor NGU i Trondheim. Nylig er det gjort omfattende feltundersøkelser ved bygging av et demonstrasjonsanlegg ved Bryn skole i Bærum. Anlegget ved Bryn består av fem brønner, én senterbrønn omkranset av fire satellittbrønner. Resultatene av feltundersøkelsene kan oppsummeres slik:

- En tilnærmet horisontal og naturlig sprekkesone 13 meter under terrengoverflaten viste seg å dominere det hydrauliske system fullstendig. Enkelte av brønnene har større kapasitet enn 10 000 liter/time. Ved å montere en pakning under sprekkesonen ble alle brønnene kapasitetstestet før og etter hydraulisk trykking. Resultatene viser at brønnenes kapasitet har økt betydelig, fra omtrent 15-400 liter/time til 760-1840 liter/time. Disse ytelsene er ikke tilstrekkelige for anlegget, og ytterligere forbedring av brønnenes kapasitet ved hjelp av injisering av kvartssand i sprekker er nødvendig.
- Geofysisk logging med optisk televiewer og sonde som måler vanntemperatur, vannets elektriske ledningsevne og total gammastråling er utført før og etter hydraulisk trykking. Dette er gode redskap for å inspisere grove borehull for å kartlegge bergartsfordeling og -strukturer, vannkjemi og temperatur. Særlig endringer i vannets elektriske ledningsevne gjør det mulig å registrere *nye* vannførende sprekker i brønnen.

- Bergspenningsmålinger utført av SINTEF viser at største hovedspenning varierer mellom 10 til 30 MPa, mens minste hovedspenning varierer mellom 4,6 til 16,7 MPa. Bergartens strekkfasthet er i størrelsesorden 7-11 MPa.
- Av de totalt 62 stimuleringer med hydraulisk trykking i de fem brønnene ble det registrert 40 trykkforløp som tolkes til åpning/spyling av sprekker. Selv vanntrykk opp mot 200-220 bar for enkelte seksjoner, var ikke tilstrekkelig for å åpne sprekker. Høye spenninger og bergartens høye strekkfasthet gjør det vanskelig å splitte opp berget. Det generelle inntrykket fra Bryn er imidlertid at det blir lettere å initiere sprekker i bergmassen etter hvert som antall stimuleringer i området øker.
- Endringer i grunnvannsstanden i omkringliggende brønner ble målt ved kapasitetstesting og hydraulisk trykking. Brønnene responderer noenlunde parallelt, men en av brønnene (brønn 1-sør) har større respons enn de andre.

7 REFERANSER

1. Elvebakk, H. og Rønning, J.S. (2001): *Borehullsinspeksjon. En utprøving og sammenligning av Optisk og Akustisk Televiewer.* Norges geologiske undersøkelse, NGU Rapport 2001.011, 42 sider.
2. ISRM Commision on Testing Methods, Kim & Franklin (Coord.) (1987*): Suggested Methods for Rock Stress Determination, Method 2, Suggested Method for Rock Stress Determination Using the Hydraulic Fracturing Techninque.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol 24, No 1, pp 59-63, Pergamon Press, London 1987.
3. Jóhannsson, Æ. (2001): *Hydrauliske splittetester ved Bryn skole, Bærum.* SINTEF Bygg- og miljøteknikk, avdeling for Berg og geoteknikk. SINTEF rapport STF22 F01126, 5 sider.
4. Nordstrand, J.S. (2001): *Energibrønner i fjell – Vurdering av forskjellige metoder for effektuttak ved et demonstrasjonsanlegg.* Hovedoppgave NTNU, Fakultet for geofag og petroleumsteknologi.
5. Robertson Geologging Ltd.: *Interpretation manual. RGLDIP Version 5.1, 5.2 og 5.3. 1999-2000.*
6. Skarphagen, H. (1998): *Hydraulisk trykkede energibrønner pilotanlegg driftsfase.* Norges geologiske undersøkelse.
7. Skarphagen, H., Hilmo, B.O. og Håbrekke, J. (1999): *Prosjektbeskrivelse; Grunnvarme fra fast fjell –Økt energiuttak ved hydraulisk trykking av borebrønner.* Norges geologiske undersøkelse.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

SAMMENHENGER MELLOM TUNNELLEKKASJER OG ENDRINGER I GRUNNVANNSSTAND

Relationships between tunnel leakage and changes in groundwater level/pore water pressure

Dr. scient. Kevin J. Tuttle, Norconsult AS
Stipendiat Rebecca T. Worsley, Norconsult AS (Nå ved: Inst. for geologi, Univ. i Oslo)
Teknisk direktør Kjell Karlsrud, Norges geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Denne artikkelen har som hensikt å illustrere, på en forenklet måte, i hvilken grad små lekkasjerater reduserer poretrykk og kildevannføring i områder som ofte anses for å ligge utenfor tunnelens influensområde. Grunnvannsforekomsten bør ses på som et system som har oppnådd en naturlig likevekt. Denne likevekten endres selv ved små tunnellekkasjer. Når tunnelen anlegges i en fjellås som ligger på et høyere nivå enn et omkringliggende leirbasseng, kan grunnvannet i fjellåsen betraktes som et trykk-kammer for poretrykket til leirbassenget. Selv om grunnvannstanden like oppstrøms leirbassenget (i fjellåsen) ikke synes å endres nevneverdig, kan poretrykket under leirbassenget reduseres ved små tunnellekkasjer.

SUMMARY

This paper's main objective is to illustrate, in a simplified manner, to which degree small tunnel leakages will reduce pore pressures and spring discharge in areas that often are assumed not to be affected by the tunnel depression cone. The groundwater aquifer should be seen as a natural system which has acquired equilibrium. This balance in the system will be changed by even small leakages to a tunnel. When a tunnel is constructed in an exposed bedrock hill that is elevated in comparison to the elevation of an adjacent clay basin, the bedrock aquifer can be considered as a pressure source for the pore pressures in the clay basin. Even if the groundwater level just upstream of the clay basin (within the bedrock aquifer) does not change noticeable, the pore pressures under the clay basin can be reduced by small tunnel leakages.

INNLEDNING

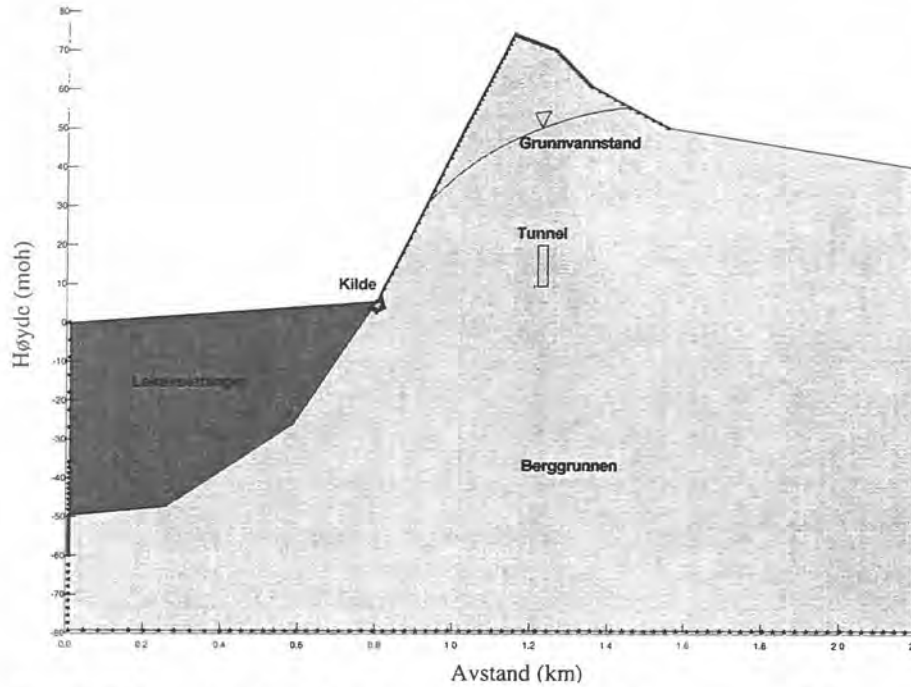
Med det økte fokuset på å redusere tunnellekkasje til et akseptabelt nivå, har behovet for å forstå sammenhengene mellom lekkasjerate, berggrunnspermeabilitet, setningspotensiale, naturens sårbarhet og tetningsteknikk vært avgjørende. For å vurdere flere av disse forholdene i sammenheng, kreves numerisk analyse. På denne måten kan man studere hver parameters innbyrdes betydning for den samlede situasjonen.

Det har tidligere vært fokusert på poretrykksendringer i leirbassenger *over* en lekkende tunnel. Hva skjer med poretrykket i et leirbasseng som ligger ved siden av et tunnelanlegg i en fjellås (og under grunnvannsnivået), der tunnelnivået er høyere enn topp leirterreng? Selv om det er "små" lekkasjer til tunnelen (≤ 5 l/min/100m), vil dette innvirke på vannbalansen i systemet slik at poretrykket, eventuell kildevannføring og grunnvannsstand vil endres.

MODELLERING AV PORETRYKKSENDRING OG REDUSERT VANNFØRING GRUNNET TUNNELLEKKASJE

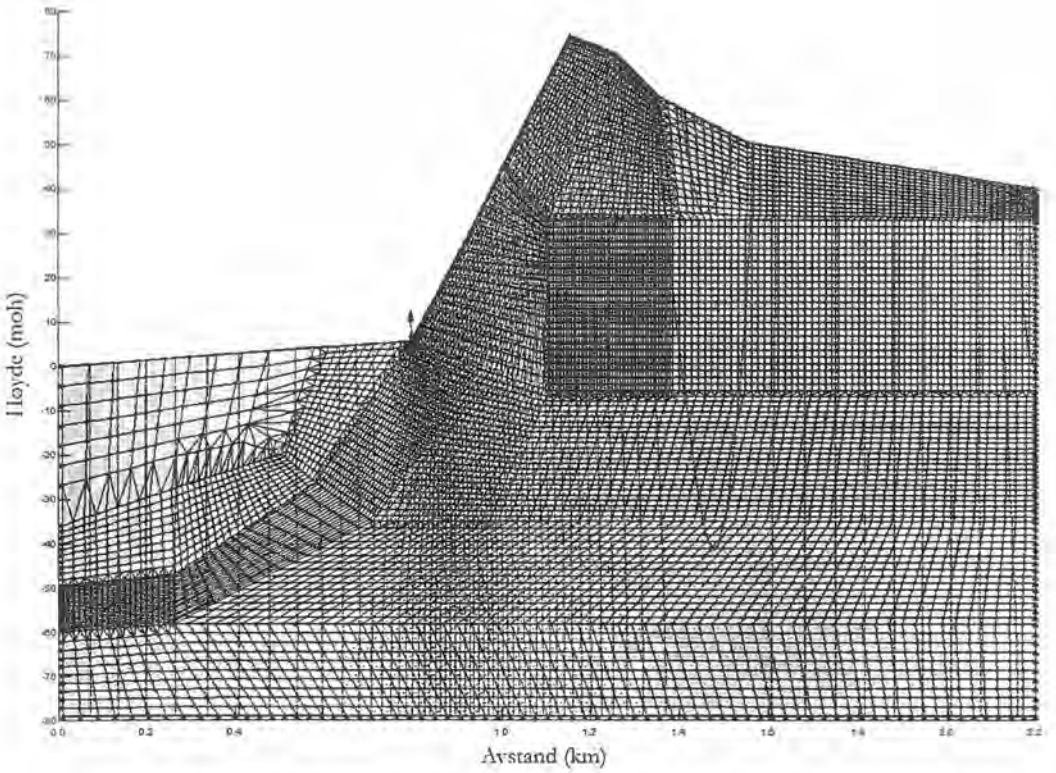
Problemstillingen omfatter behovet for å estimere forholdet mellom lekkasjer i en tunnel, endring i grunnvannstand/poretrykk og vannføring ved overflaten, for eksempel fra en kilde. Disse forhold er som kjent viktige for å kunne vurdere konsekvensene av et tunnelanlegg med hensyn til setninger og endring naturmiljø. Vi vil presentere beregninger fra et scenario der tunnelen ligger i en fjellås, på et nivå noen meter over leirbassenget der vi vurderer poretrykksendringen.

Området av interesse er et vertikalt profil gjennom marine leiravsetninger og en åskam der tunnelen skal etableres (se figur 1). Ved foten av åsen finnes en kildehorisont i forbindelse med overgangen til de tette leirmassene. Kildehorisonten er brukt som konstant trykkhøyde-grense. Leiravsetningen går ned til 50 meters dyp ved dagens strandlinje. Lavere nivåer av magasinet enn 80 meter under havoverflaten regnes å delta så lite i strømningen at dette nivået er satt som en tett grense. På den slake høyresiden av åsen finnes også leire på overflaten, og i det øvre høyre hjørnet er det en liten kilde som også er brukt som konstant trykkhøyde-grense. Langs venstre grense av området er trykkhøyden antatt å være konstant, identisk med havnivået. Det er antatt en tett strømlinjegrense langs modellens høyreside. Leirdekte områder er antatt å ikke gi infiltrasjon til akviferen under.



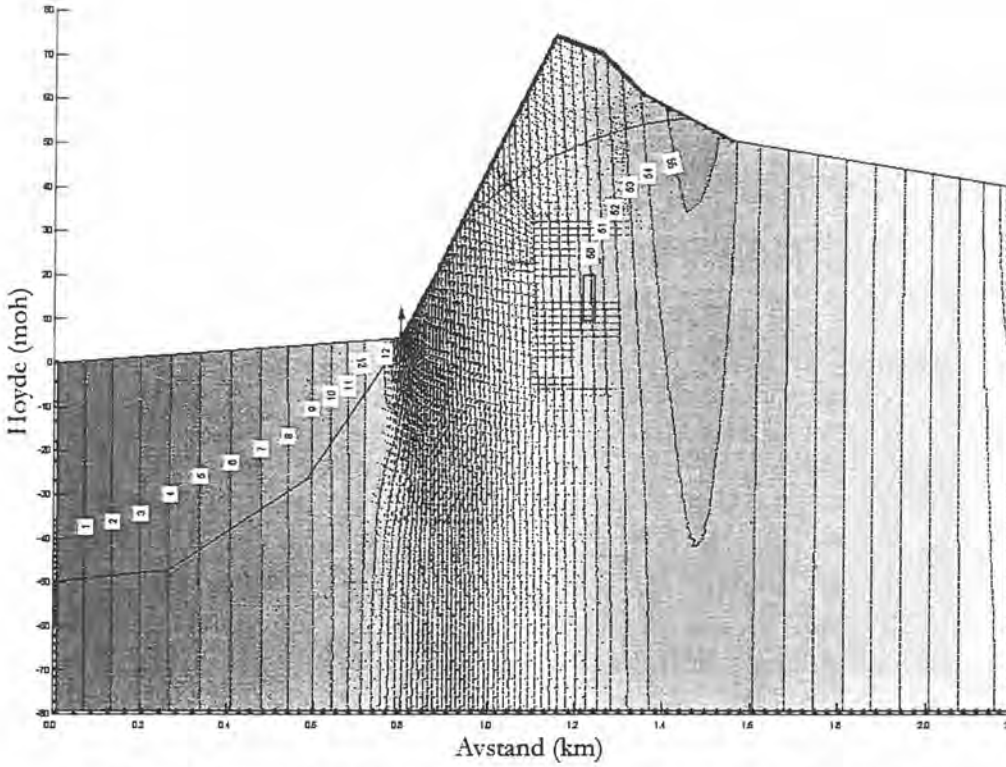
Figur 1. Hydrogeologisk modell over området. Den grønne berggrunnsoverflaten markerer området hvor infiltrasjonen er satt til 290 mm/år.

Det er laget en 100 meter tykk 2D modell over området ved hjelp av simuleringsverktøyet Seep. Ved å anta en 2D-modell, ser vi bort fra variasjonene vinkelrett på profilet. Stasjonære løsninger av grunnvannsproblemet er funnet når berggrunnens hydrauliske ledningsevne (K_{fjell}) er 4E-7 m/s, leiravsetningens hydrauliske ledningsevne (K_{leir}) er 6E-9 m/s og infiltrasjonen er 290 mm/år for ulike lekkasjerater i tunnelen. Siden er simuleringen kjørt med en høyere K-verdi i fjellet, nemlig 6E-7 m/s. Kildehorisonten er simulert ved en konstant trykkhøyde lik 6 moh, tilsvarende terrengets overflate her. Den konstante trykkhøyden øverst til høyre er på 40 moh. Løsningen er funnet ved Finite Element Method (FEM) for stasjonær strømning. Modellens oppbygning og grid er vist i figur 2.



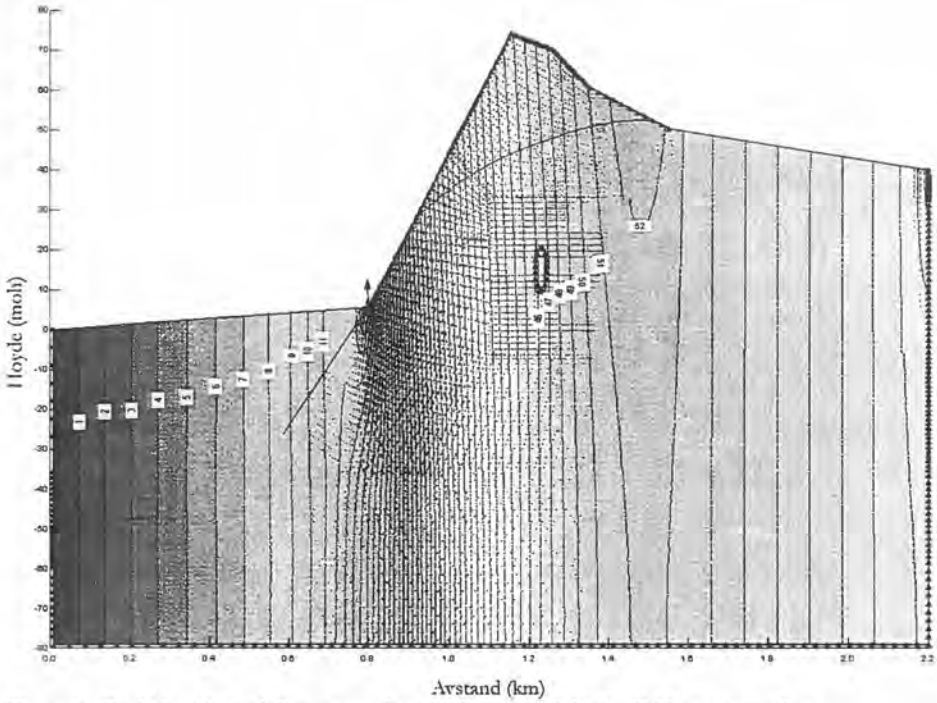
Figur 2. Modellgridets oppbygning. Til venstre ved x = 0 km er havet, som er satt som en grense med konstant trykkhøyde lik referansenivået (havoverflaten). Leiravsetningens utbredelse er fra kildehorisonten ved x = 0,8 km til -50 moh ved strandlinjen.

Området rundt tunnelen er som vist i figur 2 gitt en høyere oppløsning. Dette fordi det er ventet større variasjoner i trykkhøydefordelingen her. Figur 3 viser den stasjonære løsningen av strømningsproblemet når det ikke lekker inn i tunnelen. Tallene i figuren viser til ekvipotensiallinjer for totaltrykkhøyden i grunnvannsforekomsten.



Figur 3: Den stasjonære løsningen for hele området uten lekkasje inn i tunnelen. Grunnvannsnivået står over terrenget i hele leirområdet ned til havet.

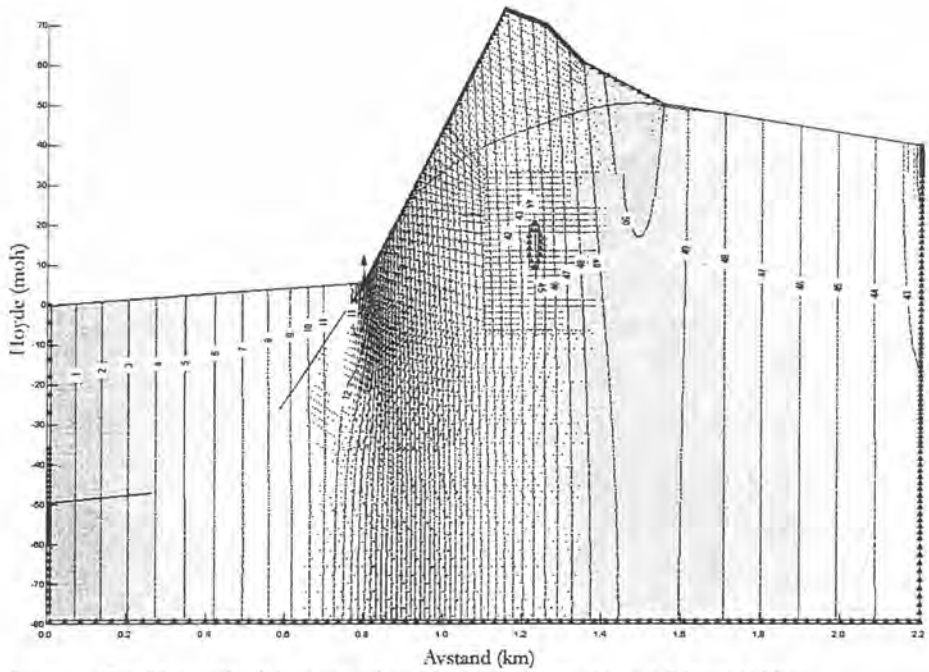
Som vist i figur 3 gir den stasjonære løsningen på grunnvannsproblemet en relativt høy grunnvannsstand i hele området når det ikke lekker inn i tunnelen. Kun i den midterste delen av åsen kan vi se grunnvannsspeilet under terrengnivå. Figur 4 viser hvordan situasjonen blir med en lekkasje på 3 l/min/100 m tunnel.



Figur 4: Trykkhøydefordelingen med en lekkasje på 3 l/min /100 m i tunnelen.

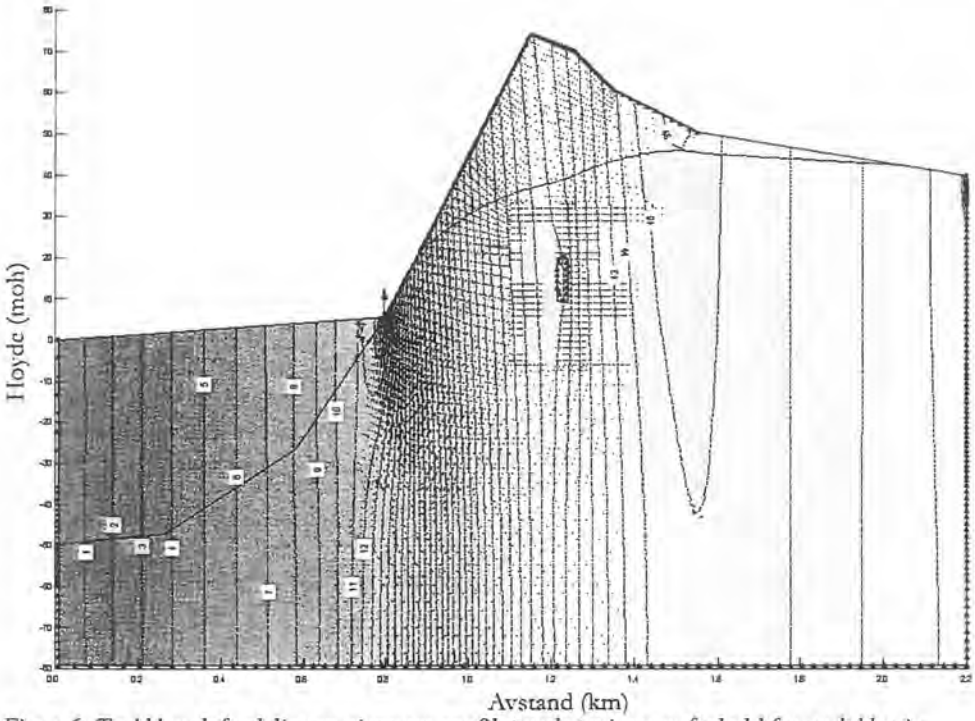
Som vi ser av figur 4, er endringen i poretrykk oppimot en halv meter i nærheten av kildehorisonten ved en lekkasje på 3 l/min/100 m. Grunnvannsstanden oppstrøms kilden ved leirbassenget er imidlertid svært lik situasjonen uten tunnellekkasje, selv om gradienten er noe lavere.

Figur 5 viser trykkhøydefordelingen når innlekkasjen til tunnelen er 5 l/min/100 m.



Figur 5: Trykkhøydefordelingen ved en lekkasje til tunnelen på 5 l/min/100 m.

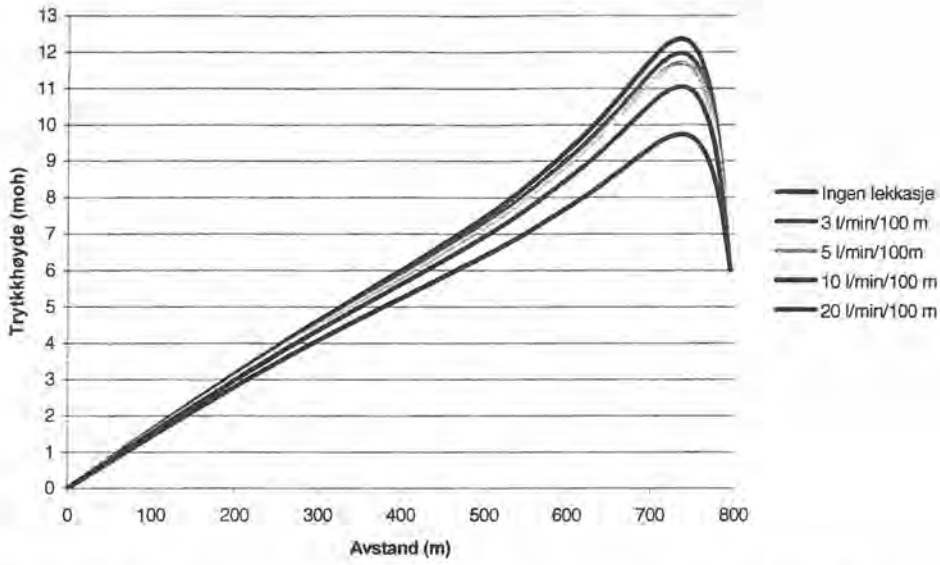
Av figur 5 ser vi at grunnvannsoverflaten er tydelig senket ned mot tunnelen i forhold til situasjonene med lavere eller ingen lekkasje. Dette fører til en mindre gradient, og dermed mindre grunnvannsstrømning, mot utstrømningsområdene. Figur 6 viser situasjonen ved en lekkasje på 10 liter/min/100 m.



Figur 6: Trykkhøydefordelingen gjennom profilet ved stasjonære forhold for en lekkasje til tunnelen på 10 l/min/100 m.

Situasjonen i figur 6 viser at lekkasjen har fått en stor effekt på grunnvannssystemet. Grunnvannsspeilet ligger nå under terrenget i nesten hele området. En slik påvirkning ville utvilsomt ha ført til setninger i leirområdene, og endringer i grunnvannsmatning til vegetasjonen.

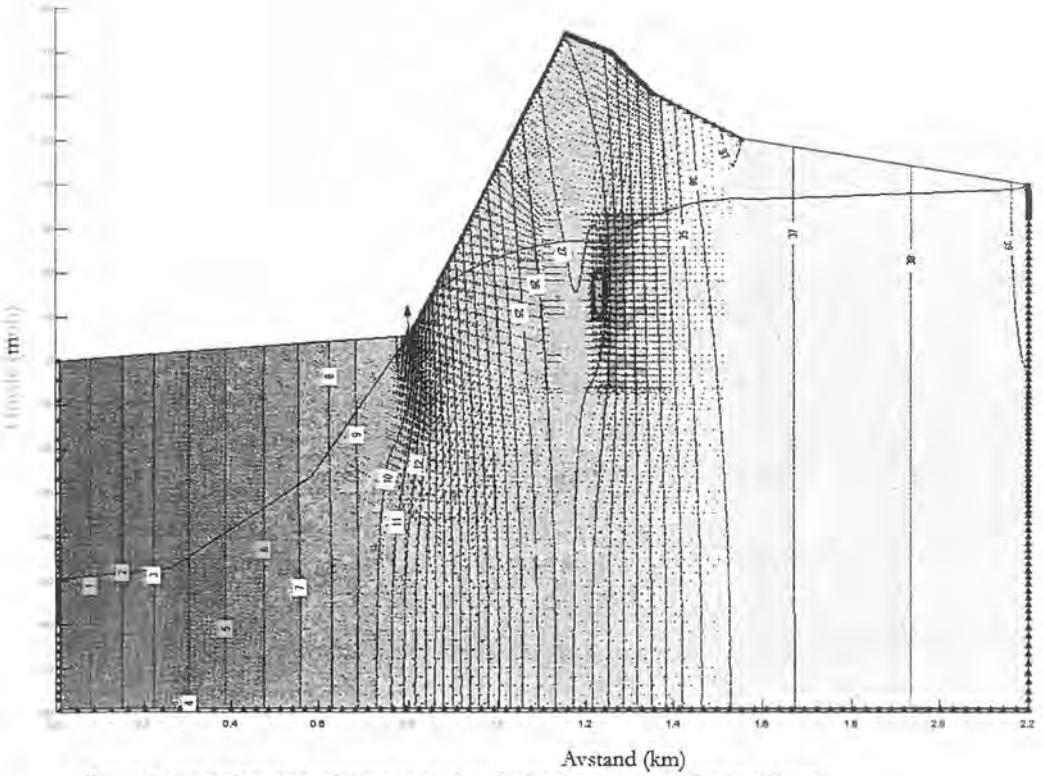
Figur 7 viser trykkhøydefordelingen langs grensen til leirlaget for ulike lekkasjerater i tunnelen.



Figur 7: Trykkhøyde langs grensen fjell/leir som funksjon av avstanden fra havet for ulike lekkasjerater i tunnelen. Kurvene er trukket frem til kildehorisonten.

Kildehorisonten og havet er modellert som grenser med konstant trykkhøyde, derfor møtes alle kurvene i disse punktene i figur 7. Vannføringen i kildehorisonten avtar med økende lekkasje i tunnelen. Beregningene tyder på en poretrykksreduksjon på over 1 m kun 250 m fra tunnelen og ca. 50 cm, hele 500 m fra tunnelen (kildehorisonten er ved x = 800m) for en lekkasjerate på 10 l/min/100 m. Med en lekkasjerate på 20 l/min/100 m er poretrykksreduksjonen drøye 2 m ved 250 m avstand fra tunnelen. Det er imidlertid viktig å huske at dette gjelder for de forhold som er antatt i simuleringene. Vurderinger av hvor raskt reduksjonen ville forplante seg i berggrunnen og leiren ville kreve en transient simulering.

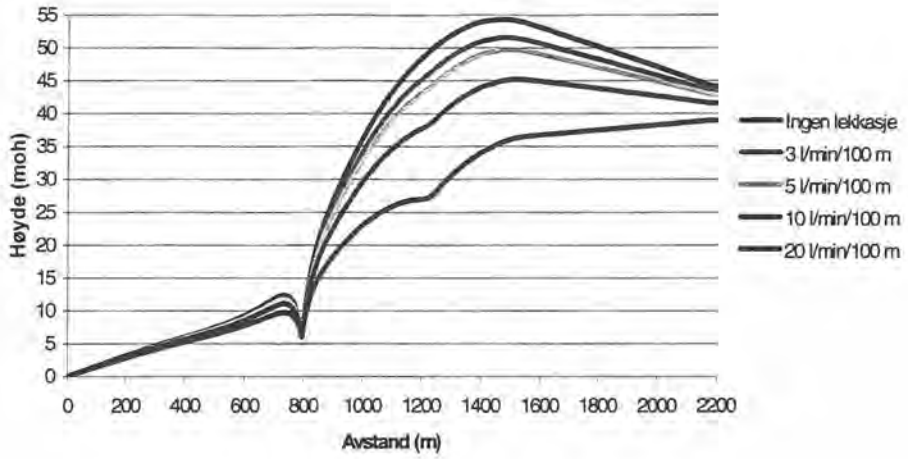
Figur 8 viser trykkhøydefordelingen ved en lekkasjerate på 20 l/min/100 m.



Figur 8: Trykkhøydefordelingen ved en lekkasjerate på 20 l/min/100 m.

Som vist i figur 8, er den faste trykkhøydegrensen i det høyre hjørnet ikke lengre er et utløp, den gir faktisk vann inn i modellen. Under andre omstendigheter kunne grunnvannsnivået blitt enda lavere, for eksempel om man egentlig ikke hadde noen mulighet for matning til høyre i modellområdet. Denne simuleringen tyder derfor på at en slik lekkasjerate kan gi stor senkning av vannstanden med påfølgende uttørking. En slik situasjon ville utvilsomt gitt setningsskader i leirområdene.

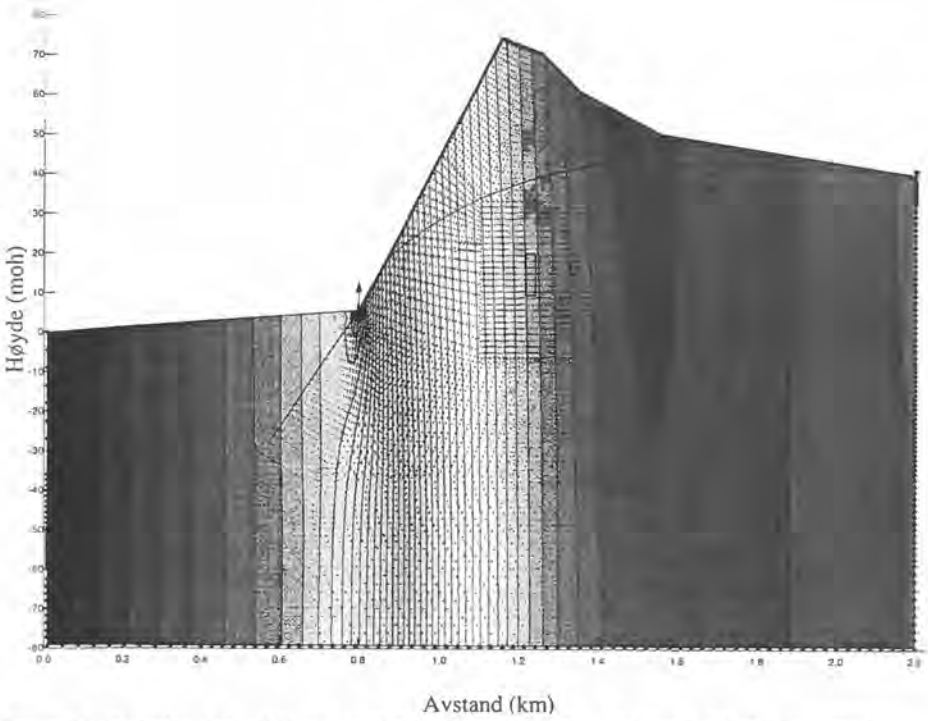
Kurver over trykkhøyden som funksjon av avstand fra havet for ulike lekkasjerater er vist i figur 9.



Figur 9. Grunnvannsnivået som funksjon av avstand fra havet for ulike lekkasjerater i tunnelen. Trykkhøyden er "målt" på grensen mellom berggrunnen og leiravsetningen fram til kildehorisonten, og derfra er målelinjen trukket direkte til det øvre høyre hjørnet ved 2200 m.

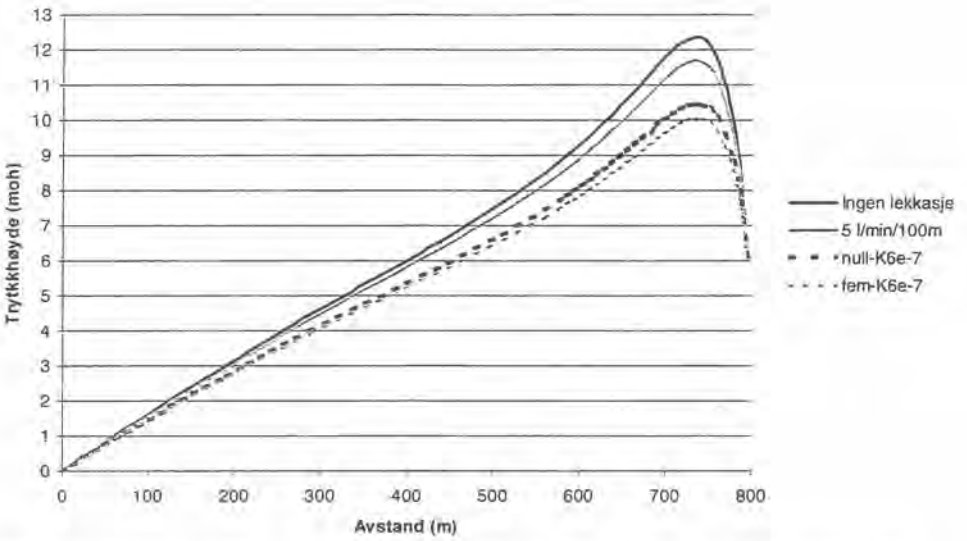
Også figur 9 viser at de største lekkasjeratene gir en markant senkning av grunnvannsspeilet på begge sider av kildehorisonten.

Det er i tillegg sett på en annen situasjon, uten lekkasje i tunnelen. Dersom man forandrer den hydrauliske ledningsevnen for fjellet mens man holder alle andre parametre konstante, kan man se hvordan K-verdien påvirker poretrykksendringen og utstrømningen ved kildene. Ved en økning i berggrunnens hydrauliske ledningsevne fra 4E-7 m/s til 6E-7 m/s, som er en forholdsvis liten endring i denne parameteren, sank grunnvannspeilet markant. Dette grunnet den raskere strømningen gjennom berggrunnen til utstrømningsområdene (dvs. kildene og havet) (se figur 10).



Figur 10. Trykkhøydefordeling uten lekkasje, men med en hydraulisk ledningsevne i berggrunnen på 6E-7 m/s.

Ved en høyere hydraulisk ledningsevne i berggrunnen, minsker poretrykket som forventet mot leiravsetningene ved berggrunnen på grunn av den lavere grunnvannsstanden i fjellåsen. Poretrykksendringen ved lekkasje i tunnelen blir også mindre ved høyere hydraulisk ledningsevne, da grunnvannssenkningen blir mindre enn i en berggrunn med lavere hydraulisk ledningsevne, så lenge det er snakk om forholdsvis små lekkasjerater og et stasjonært strømningsbilde. Største forskjell i grunnvannsnivå mellom situasjonen med ingen lekkasje og resultatet for en lekkasje på 5 l/min/100 m når berggrunnens hydrauliske ledningsevne er lik 6E-7 m/s, var på ca. 0,5 m, mens for en berggrunn med ledningsevne lik 4E-7 m/s var forskjellen 0,7 m (se figur 11). Dette har sammenheng med at grunnvannssenkningen over tunnelen "bare" ble 4 m med en ledningsevne på 6E-7 m/s mot hele 6 m ved en hydraulisk ledningsevne på 4E-7 m/s. Trykkreduksjonen er med andre ord mindre når den hydrauliske ledningsevnen er høyere, innenfor forholdsvis små lekkasjerater. Dette fordi en lav hydraulisk ledningsevne medfører grunnvannsstrømning under høyere gradient, når andre forhold holdes konstante. Det er også viktig å huske her at lekkasjeraten er holdt konstant for de to ulike berggrunnspermeabiliteter. I realiteten krever dette en tetteskjerm som kan sikre en slik lekkasjerate.



Figur 11. Trykkhøyde langs grensen fjell/leire som funksjon av avstanden fra havet når berggrunnens hydrauliske ledningsevne er 4E-7 m/s (heltrukne linjer) og 6E-7 m/s (stiplede linjer). Merk at kurvene kun er trukket frem til kildehorisonten.

Selv om kildehorisonten er brukt som en grense med konstant trykkhøyde, er det klart at vannføringen her vil avta med økende lekkasje inn i tunnelen. Tabell 1 viser simulerte vannføringer i kildehorisontene ved de ulike innlekkasjerater og hydrauliske ledningsevner i fjellet.

Tabell 1. Vannføring i kildehorisontene (liter per time og meter bredde av horisont) for ulike lekkasjerater i tunnelen ved stasjonære forhold.

Lekkasjerate (l/min/100 m)	0	3	5	10	20
Vannføring (l/t/m) når $K_{berggrunn}$ = 4E-7 m/s *Kilden ved foten av fjellasen*	21	19	18	16	12
Vannføring (l/t/m) når $K_{berggrunn}$ = 4E-7 m/s *Kilden i høyre øvre hjørnet*	2,7		1,9		
Vannføring (l/t/m) når $K_{berggrunn}$ = *6E-7 m/s* Kilden ved foten av fjellåsen	22		20		
Vannføring (l/t/m) når $K_{berggrunn}$ = *6E-7 m/s* Kilden i høyre øvre hjørnet	0,9		0,1		

DISKUSJON MED FORELØPIGE KONKLUSJONER

Hensikten med dette studiet var å vurdere i hvilken grad en "liten" lekkasjerate på omlag 5 l/min/100 m kunne føre til poretrykksendringer i et leirbasseng flere hundre meter fra en tunnel i en høyereliggende fjellås. Det var også av interesse å se på endringer i vannføring ved utstrømningshorisonter (kilder) i forbindelse med bekkevannføring og uttørking. Det må understrekes at resultatene fra dette studiet er ikke ment å gi konkrete tall, men vise innbyrdes betydning mellom hovedparametre og trender ved ulike kombinasjoner. Modellen er en forenkling av virkeligheten på flere måter. Mens grunnvann i fjell stort sett renner i sprekkesoner, har vi modellert fjellakviferen som om den besto av et homogent porøst medium. Dette er imidlertid en velprøvd metode for å simulere fjellakviferer, som går ut på å lage et ekvivalent porøst medium. For å etterlikne det lave effektive strømningsvolumet, opererer en med lavere K-verdier. Eventuelle anisotropieffekter som følge av regionale hovedretninger i sprekkesystemene har vi ikke tatt med i denne betraktningen. I overgangen fjell-leire, finner en i praksis ofte morene med høyt vanntrykk ved boringer ned til fjell. Effekter av denne sonen har vi ikke sett på.

Selv om influensområdet kunne se ut til å være begrenset til fjellpartiet, ble poretrykket ved overgangen berggrunn – leirbasseng redusert som følge av lavere totaltrykk i fjellåsen. Grunnvannsnivået i fjellåsen kan betraktes som et trykk-kammer for poretrykket under leirbassenget. Dette er ikke noe nytt fenomen for geoteknikere, men det er usikkert hvor ofte dette er tatt hensyn til på fastlands-Norge. Konkrete måleserier som kunne har kartlagt betydningen av dette fenomenet er sannsynligvis få.

Det er også tydelig at vannføringen i kildehorisonten reduseres, selv om grunnvannsnivået like oppstrøms kilden ikke endres nevneverdig. Dette tyder på at det ikke er nok å overvåke grunnvannsnivået i fjell, men at også målinger av vannføring og poretrykk noe utenfor det antatte influensområdet kan være nødvendig for å fange opp de reelle endringer ved en tunnellekkasje. En helhetlig forståelse av de hydrogeologiske grensebetingelsene er også veldig viktig for å kunne forstå og forutsi hvilke trender og størrelsesorden naturinngrepet vil ha å si for setninger og endret vannbalanse. Simuleringene presentert her viser omfanget av grunnvannssenkning, poretrykksreduksjon, endret vannføring til kilder og forflytning av grunnvannskille ved ulik hydraulisk ledningsevne i berggrunnen og ved forskjellige lekkasjerater i tunnelen. En forståelse for hvordan disse sammenhengene påvirker et grunnvannssystem er selvsagt viktig for utarbeidelse av en tetningsstrategi for tunneler og bergrom.

ACKNOWLEDGEMENTS

Vi vil takke Statens vegvesen, Jernbaneverket, Norges forskningsråd, Samferdselsetaten i Oslo, NCC Anlegg AS, Veidekke ASA og SELMER ASA for finansiering av prosjektet Miljø- og samfunnstjenelige tunneler". Denne artikkelen er en del av arbeidet som er utført i Aktivitet B3, "Sammenhenger mellom lekkasjer og endring i grunnvannstand" i Delprosjekt B "Samspill med omgivelser".

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

Ph.D. Fred Santarelli
ORMIS

STRESS PATH PREDICTION

Manus ikke levert i rett tid.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

NÅ FÅR EFFEKTIVSPENNINGSPRINSIPPET PRØVD SEG - PRODUKSJON FRA HØYTRYKKSFELT PÅ HALTENBANKEN

The effective stress principle at stake - Production from a high pressure field at Haltenbanken

Siv. ing. Eiliv Skomedal, fagleder, Statoil ASA

1 SAMMENDRAG

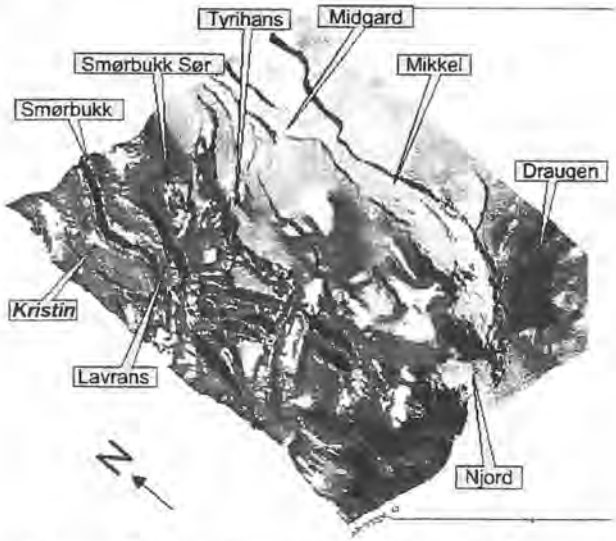
Produksjon av høytrykksfelt setter en ny standard for geomekanisk analyse i norsk petroleumsindustri. I de store oljefeltene i Nordsjøen har en til nå stort sett vedlikeholdt de initielle spenningene ved hjelp av injeksjon. I et høytrykks gassfelt er injeksjon uaktuelt. Produksjonsmetoden blir et formidabelt trykkfall. Dermed blir høytrykksfeltet et fokuspunkt for et register av mekaniske effekter som utfordrende boring i et snevert vindu mellom poretrykk og hydraulisk frakturering, deformasjoner og brønnintegritet, plastifisering og sandproduksjon samt endring av strømningsegenskaper i barrierer i og omkring reservoaret.

SUMMARY

Production of high pressure fields imposes a new standard for geomechanical analyses in the Norwegian petroleum industry. In the large oil fields of the North Sea, the inital stresses have until now been kept more or less unchanged due to injection. In a high pressure gas field injection is no option. The production is obtained by huge pressure depletion. A high pressure field thereby becomes a focus point for a range og mechanical effects such as drilling in a narrow window between the pore pressure and the fracturation pressure, deformations and well integrity, plastification and sand production and also changes of flow properties of barriers within and outside the reservoir.

2 KRISTIN

Da Saga i 1996 boret letebrønn 6406/2-3 på den vestlige delen av Haltenbanken kom det høye reservoartrykket som en overraskelse. I en rekke tidligere funn lenger øst var det funnet reservoar med tilnærmet normalt trykk, det vil si om lag hydrostatisk trykk fra havoverflaten. Dagens forståelse av situasjonen er at en nord-sørgående forkastningssone markerer skillet mellom normaltrykksfeltene Smørbukk og Lavrans i øst og høytrykksregionen med Kristin i vest, se figur 1. Kristin kvalifiserer til å være et høytrykk-høytemperaturfelt, HPHT i og med at innstengningstrykket ved brønnhodet er over 10000 psi ~70 MPa og reservoartemperaturen er over 150 °C. De faktiske tallene for Kristin er 74 MPa og 167 °C. I år 2000 ble Kristinfeltet overtatt av Statoil og sammen med partnerne Agip, ExxonMobil, Hydro og TotalFinaElf ble plan for utbygging og drift sendt til myndighetene tidligere i høst og Stortinget vurderer Kristinutbyggingen i disse dager. Artikkelen oppsummerer de geomekaniske vurderingene ved denne milepelen.

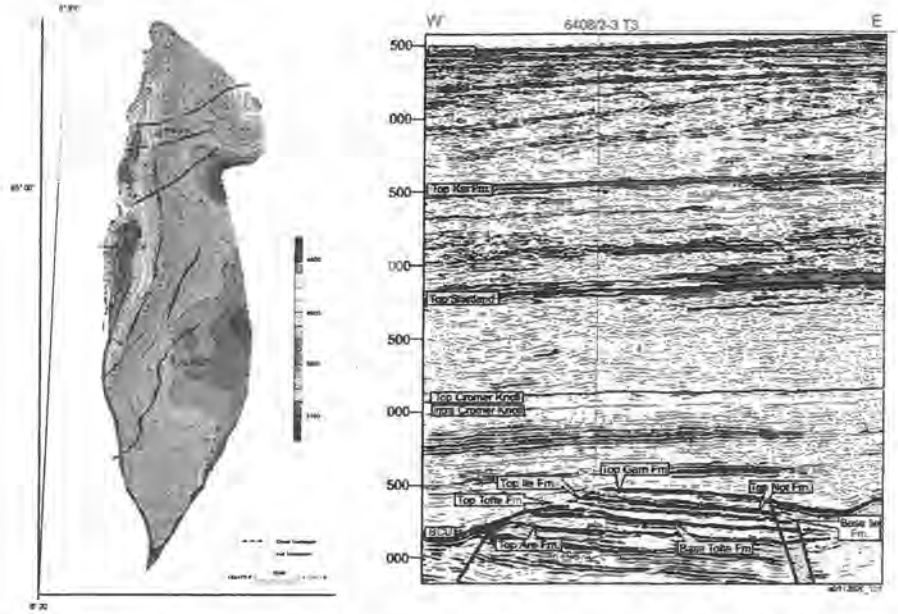


Figur 1 Regional oversikt over Haltenbanken (topp Garn)

3 GEOLOGI

Kristin er en horst avgrenset med forkastninger på alle sider. Det er identifisert en del mindre forkastninger internt i feltet. En viktig geologisk prosess i området var strekk i vest-øst retning i midtre jura/tidlig kritt som laget det nord-sør orienterte forkastningsmønsteret. I dag antar en at en har et normalforkastningsregime der største horisontalspenning er snudd nær 90° i forhold til retningen da forkastningene ble dannet. Over reservoaret er det hovedsakelig avsatt leirskifer.

Kristinfeltet har en nord-sør lengde på om lag 22 km og en øst-vest bredde på nær 3 km. Reservoarene ligger i dybde 4500 - 4850 m under havnivå. Vanndypet er mellom 310 og



Figur 2 Kart over topp Garn og seismisk vertikalsnitt i øst-vest retning sentralt i feltet

390 m. Reservoarlagene består av sandstein fra juratiden og har en svak helning på maksimum 4 ^{0} mot øst. Det øverste reservoaret heter Garn. Dette er en strandsoneavsetning som er relativt homogen. Tykkelsen er om lag 110 m. Under Garn er det en leirskifer kalt Not med om lag 45 m tykkelse over reservoaret Ile som er om lag 90 m tykt. Ile er en mer variabel avsetning med utpregede tidevannskanaler. Geometrien går fram av figur 2.

4 PRODUKSJON

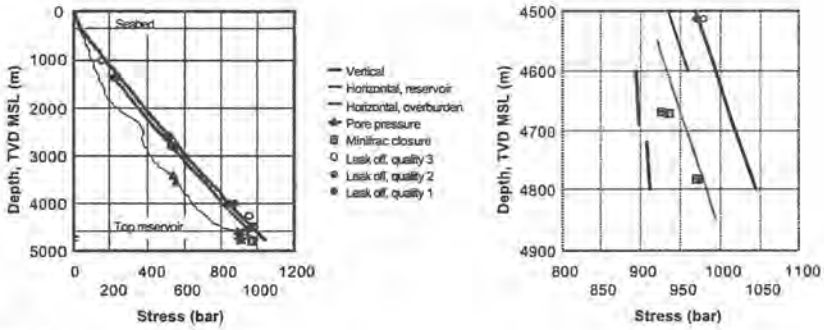
Feltet er et gasskondensatfelt som er planlagt utbygd med 12 undervannsbrønner knyttet opp til en flytende produksjonsenhet. Det legges opp til borestart i år 2003 og produksjonsstart i 2005.

5 IN SITU-SPENNING OG PORETRYKK

Et spenningsprofil er vist i figur 3. Vertikalspenningen avledet fra tetthetslogg er den største spenningen. Det karakteristiske med spenningsprofilet er poretrykket som i reservoaret er om lag 90 MPa, det vil si omtrent 90 % av vertikalspenningen. Poretrykket i reservoaret er målt med rimelig stor pålitelighet. I tynne sandlag i overdekningen er det også foretatt poretrykksmålinger. Forøvrig er poretrykksprofilet estimert ut fra logger og observasjoner under leteboring, noe som innebærer usikkerhet.

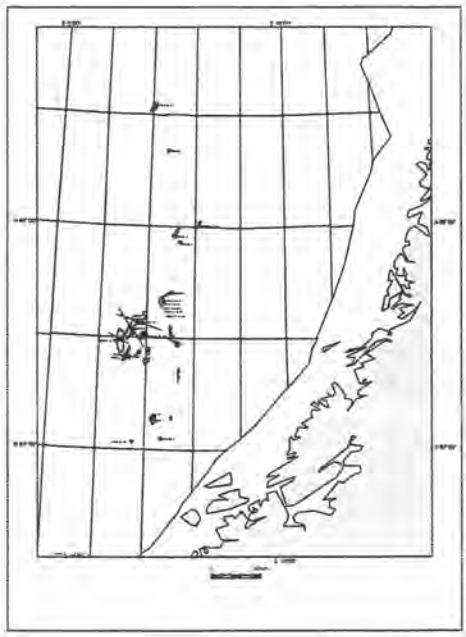
Informasjon om minste horisontalspenningen kommer fra hydraulisk frakturering. I forsøkene i reservoaret hadde en rimelig god kontroll med sprekklukningen slik at verdiene på minste

horisontalspenning her er av brukbar kvalitet. Denne minste hovedspenningen legger seg om lag midt mellom poretrykket og vertikalspenningen.



Figur 3 Spenningsprofil

I leirskiferen i overlagringen ble det utført forsøk som primært var siktet mot å bestemme oppsprekkingstrykket. Disse "leak off"-verdiene er vist i profilet. I disse forsøkene hadde en ikke noen god kontroll på sprekklukningen og tolkingen av minste horisontalspenning er derfor mer usikker i overlagringen enn i reservoaret. I den senere tid er metodikken for spenningsbestemmelse i tette materialer forbedret, *Raaen* (2001).



Boreinduserte sprekker i en letebrønn indikerte en retning på største horisontalspenning på 107±7 grader, noe som er i tråd med det generelle spenningsbildet på Haltenbanken. Se figur 4 som er tatt fra *Brudy* (2001). Størrelsen på den største horisontalspenningen er ikke kjent men den forventes å være mellom vertikalspenningen og den minste horisontalspenningen.

Satt en ned et stigerør fylt med sjøvann i Garnreservoaret, ville stigehøyden nå nær 4300 m over havflaten. Den viktigste mekanismen bak et slikt høyt poretrykk antas å være temperaturdrevet kvartsdiagenese som beskrevet av *Bjørkum* (1998). Dette er en prosess der kvartssement vokser på kornene og reduserer porevolumet. Prosessen

Figur 4 Retning av største horisontalspenning i Norskehavet basert på bildelogger

starter når temperaturen kommer opp i området 80 - 100 °C. Med en gjennomsnittlig temperaturgradient på 34 °C/km tilsvarer det et begravingsdyp på 2500 - 3000 m. Med dagens begravingsdyp på 4500 - 4850 m og reservoartemperatur på 160 - 170 °C er intensiteten i prosessen økt. Dersom overskytende porefluid som følge av redusert porevolum ikke får anledning til å dissipere, øker poretrykket. En slik forsegling ser ut til å være tilfelle for Kristin med randforkastninger som hindrer lateral dissipasjon. Sannsynligvis er det mulighet for lateral dissipasjon som gjør at feltene øst for Kristin har normalt trykk. I og med at poretrykket på Kristin ligger like oppunder minste horisontalspenning, er det grunn til å anta at det er begrenset av hydraulisk frakturering gjennom overlagringen. Seismikk og tettheten av pockmarks på sjøbunnen indikerer at forkastningene øst for Kristin kan være en sone for lekkasje.

6 EFFEKTIVSPENNING

Når poretrykket er om lag 90 % av totalspenningen vil størrelsen på effektivspenningen være svært avhengig av hva slags effektivspenningsmodell som benyttes. Et utgangspunkt er Terzaghis effektivspenning: $\sigma' = \sigma - p$. For bruk av poretrykk i en elastisk modell benyttes i henhold til Biot en effektivspenningsparameter α slik at effektivspenningen blir: $\sigma'' = \sigma - \alpha p$. Effektivspenningsparameteren α er materialavhengig og spenningsavhengig. Basert på laboratorieforsøk på sandstein fra Kristin varierer den mellom 0,7 og 0,9. Den elastiske modellen er ikke nødvendigvis gyldig ved plastifisering og det er tvil om gyldigheten for bestemmelse av intiell effektivspenning. På Kristin er det altså usikkerhet om hva som er den initielle effektivspenningen. Ser en på initiell effektivspenning i Ile blir $\sigma'_v = 13,3MPa$ og $\sigma'_h = 7,0MPa$ mens et alternativ er $\sigma''_v = 22,4MPa$ og $\sigma''_h = 16,1MPa$ med $\alpha = 0,9$. Initielle effektivspenningsforhold blir henholdsvis $\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = 0,53$ og $\frac{\sigma''_h}{\sigma''_v} = 0,72$.

7 MATERIALEGENSKAPER

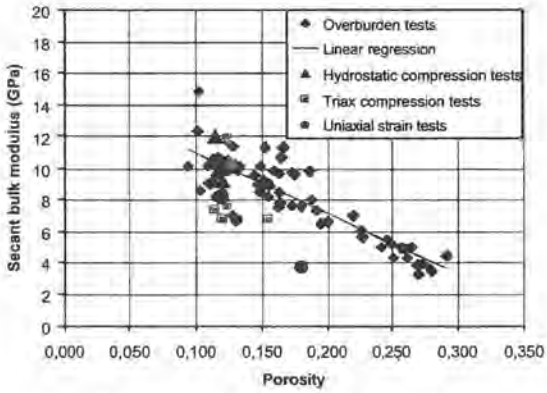
Garnformasjonen er en vel sementert sandstein med porøsitet i området 5-20 % og permeabilitet 0,01-160 mD. Ile er et mye mer variabelt reservoar. Her finner en alt fra godt sementert sandstein med porøsitet 5 % og permeabilitet 0,1 mD til porøsitet opptil 28 % og permeabilitet 1800 mD. Så høye porøsiteter er unormalt for dypet og temperaturen til reservoaret og skyldes leirmineralet kloritt som har dekket kornene i sandsteinen og hindret kvartssementering.

Stivheten til sandsteinen har en nokså klar sammenheng med porøsiteten som vist i figur 5. Sandsteinen viser anisotrop stivhet. Stivheten i horisontalretning synes å være om lag dobbelt så stor som vertikal stivhet. Stivheten viser ikke noen stor spenningsavhengighet.

Ved porøsitet av sandstein omkring 25 % finner en friksjonsvinkler på 28-30 ° og attraksjon på 10 MPa (kohesjon 6 MPa), Ved porøsiteter i området 12 % er det målt friksjonsvinkler på 38-42 ° og attraksjon på 20-28 MPa (kohesjon 18-22 MPa).

I petroleumssammenheng gjøres det sjelden laboratorieforsøk på leirskifer men fra området nær Kristin foreligger det materiale både fra Not som skiller reservoarene Garn og Ile og fra

Lange like over reservoaret. Denne dype leirskiferen har typisk porøsitet fra 8 til 11 % og permeabilitet fra 0,1 - 2,6 nano-Darcy med vertikal permeabilitet som den laveste. Også styrke og stivhet av leirskifrene er anisotrop med de nær horisontale avsetningsplanene som svakhetsplan med halvert styrke og stivhet i forhold til vertikalplanet. Fra vertikale treaksialforsøk er det målt friksjonsvinkler på 29-35 ^{0} og attraksjon på 16-19 MPa (kohesjon 10-12 MPa). Til sammenligning med sandsteinen indikerer drenerte hydrostatiske forsøk i leirskiferen bulkmodul på 4 - 5 GPa og effektivspenningsbasert E-modul fra udrenerte treaksialforsøk på 6 - 18 GPa avhengig av omslutningstrykk. Termiske egenskaper til leirskiferen og effekt av temperatur på styrke og stivhet er også er målt



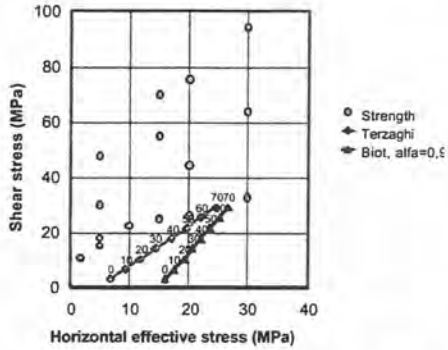
Figur 5 Sekant-bulkstivhet for vertikal effektivspenning mellom 10 og 70 MPa

8 SPENNINGSSTI

I henhold til reservoarmodellen vil reservoartrykket falle med om lag 10 MPa hvert år i begynnelsen av produksjonsforløpet. Samlet trykkfall vil komme opp i over 60 MPa. To- og tredimensjonale elementanalyser har gitt pekepinner for hvordan de tilhørende spenningsendringene vil bli. Et holdepunkt er at total vertikalspenning vil være noenlunde konstant. Det vil si at brovirkningen i overlagringen ser ut til å være beskjeden. Et annet holdepunkt er at horisontalspenningsutviklingen i store deler av reservoaret samsvarer med fastholding mot horisontal deformasjon. Det erkjennes imidlertid at spenningsutviklingen kan styres av forhold som ikke er inkludert i analysene. Praktisk erfaring fra felt verden over med stort trykkfall har derfor vært en viktig støtte. *Santarelli* (2001) rapporter om observerte spenningsforhold $\frac{\Delta\sigma'_h}{\Delta\sigma'_v} = 0,1-0,4$ eller $\frac{\Delta\sigma_h}{\Delta p} = 0,6-0,9$. Den midlere verdien fra de reelle observasjonene samstemmer med spenningsforholdet som kom ut av de teoretiske analysene. Det betyr at $\frac{\Delta\sigma'_h}{\Delta\sigma'_v} = 0,25$ betraktes som et beste estimat for Kristin. Spenningsstien sentralt i Ile blir med disse forutsetningene som vist i figur 6. Fra en initiell verdi på 13 MPa øker effektiv vertikalspenning til 73 MPa som følge av et trykkfall på 60 MPa. I forhold til den lave effektive initialspenningen er spenningsendringene svært store.

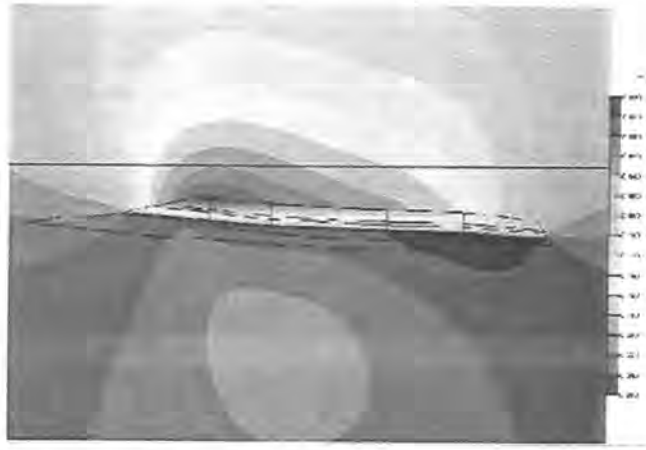
9 KONSEKVENSER AV SPENNINGSENDRINGER

Konsekvenser av de betydelige spenningsendringene har vært et vesentlig mål for de geomekaniske vurderingene av Kristin. Når det gjelder skjærbrudd i reservoaret ser en fra Figur 6 at det kan finne sted i de svakeste og mest høyporøse sonene av Ile ved slutten av produksjonsforløpet. I Garn og i de øvrige sonene av Ile forventes ikke skjærbrudd.



Figur 6 Spenningssti sentralt i Ile-reservoaret med to effektivspenningsmodeller sammenstilt med målt skjærstyrke. Trykkfall er indikert.

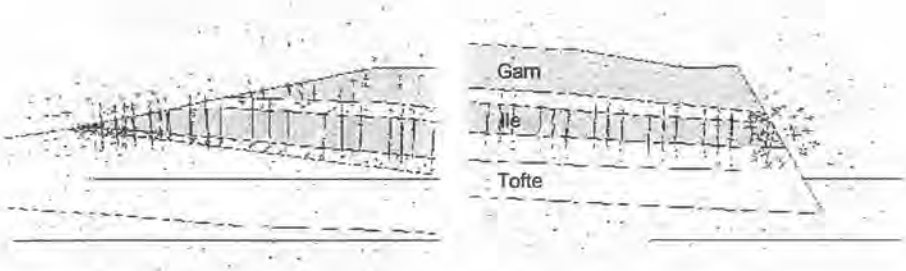
Vertikal deformasjon ved reservoaret i år 2011 ved om lag 50 MPa trykkfall er vist i figur 7.



Figur 7 Vertikal deformasjon ved reservoaret i år 2011

Et hovedspørsmål har vært om naturen vil tillate et så stort trykkfall som forutsatt. Uventet vanngjennombrudd er ikke ukjent for HPHT-felt. En kandidat i så måte er den underliggende Tofte-formasjonen. Dette er en sandstein med gode strømningsegenskaper og den er antatt vannfylt. Den er adskilt fra Ile med et leirskiferlag som tynnes ut mot vest. Det sentrale punktet i denne problemstillingen er integriteten av leirskiferlagene som avgrenser reservoaret.

Analysen viser at oppførselen av disse skiferlagene i stor grad er bestemt av deformasjonsegenskapene eller stivheten til reservoaret. De kritiske områdene er ytterkantene av reservoaret. Tøyningene i de vestlig og østlige endene av reservoaret er vist i figur 8.



Figur 8 Hovedtøyningsvektorer ved reservoarets vestlig og østlige ender

Det framgår at horisontal tøyning, dvs horisontal kompaksjon ved endene av Ile er betydelig og konsekvensen er redusert horisontalspenning i leirskiferne utenfor. I øst indikeres det en tendens til strekkspenning i skiferen. I og med begrensede strømningsmuligheter antas dette å ha liten betydning. I vest gir tøyningene i Ile tendens til null effektivspenninger i enden av den underliggende skiferen og her kan det være mulighet for kommunikasjon med vannet i Tofte. Denne muligheten er tatt hensyn til i usikkerhetsstudiet av produksjonen og det viser seg at en lekkasje gir reduksjon av akkumulert gassproduksjon.

Potensialet for sandproduksjon i brønnene er avgjørende for valg av kompletteringsløsning. Stabilitet av perforeringer har vært undersøkt og anbefalingen er å kombinere avviksbrønner og vertikalt orienterte perforeringer i de mer kompetente lagene som er Garn og øvre Ile. I de svakeste delene av Ile forventes det ikke at perforeringer vil være stabile så her er det påkrevd med skjerm eller annen sandkontroll. I og med at det produseres gass med høy hastighet slik at erosjonspotensialet er stort, legger en likevel opp til å kunne håndtere sand i alle ledd i produksjonsskjeden.

Lokalt i Ile forventes det tøyninger i brønnene som er større enn flytetøyningen til stål. Konsekvensen av dette har vært vurdert og konklusjonen er at sementering med høy kvalitet er nødvendig for brønnenes integritet.

Simuleringen av produksjonen fra feltet inkluderer ikke spenningseffekter direkte. Spenningseffekter er innført i analysen ved poretrykksavhengig porevolum og permeabilitet. Disse avhengighetene er bestemt ved laboratorieforsøk. Typisk permeabilitetsendring var 20 % reduksjon etter et trykkfall på 60 MPa. Porevolumsendringene er spesifisert i tråd med stivheten gitt ovenfor. Sensitivitetsanalyser viser at spenningsavhengig porevolum har liten betydning i forhold til andre drivmekanismer. Heller ikke permeabilitetsendringene gir vesentlig utslag på produksjonen.

I øyeblikket pågår det et studie for å undersøke effekter av reservoarets trykkfall på forkastninger og barrierer i reservoaret. Muligheten for lokaliserte deformasjoner og endring

av strømningsegenskaper gjennom forkastninger er sentrale spørsmål. Slike effekter kan være viktigere enn generelle permeabilitetsendringer. Nå er fokus på å finne egenskapene til forkastningene som grunnlag for påfølgende analyser av reservoaret og omgivelsene.

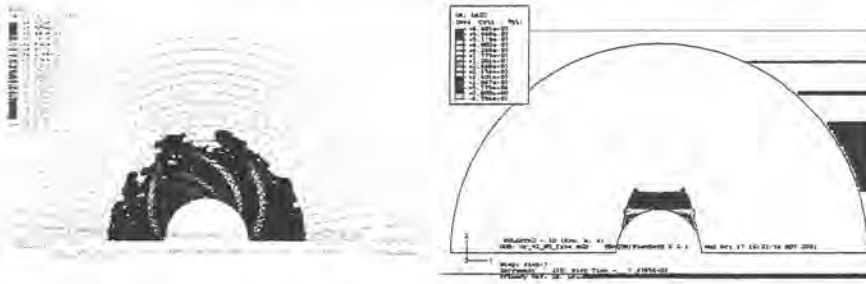
10 BORING OG HULLSTABILITET

Ved boring under initielle betingelser har en som det går fram av figur 3 et lite operasjonsvindu mellom poretrykket og horisontalspenningen eller oppsprekkingstrykket. Dette stiller store krav til utstyr og utførelse for å unngå gassinnstrømning på den ene siden og tap av boreslam på den andre.

Boreprogrammet på Kristin utfordres særlig på to punkt: (1) Er det mulig å bore med avvik fra vertikalen vesentlig større enn letebrønnene og (2) er det mulig å bore etter produksjonsstart? For boring etter produksjonsstart er spenningsendringer i reservoaret og ikke minst kontraster av permeabilitet og poretrykk i ulike soner viktig. Hullstabilitet eller skjærbrudd i leirskifer er vanligvis ikke kritisk for vertikale brønner ved høytrykksforhold på grunn av lave effektivspenninger. De to punktene over har imidlertid konsekvenser for hullstabilitet: (1) Den observerte anisotropien av styrke kan redusere stabiliteten når brønnens avvik øker. (2) For boring etter produksjonsstart kan en komme til å vurdere å bore i leirskifer med slamtrykk som er lavere enn poretrykket. Dette medfører økt påkjenning.

For å håndtere disse problemstillingene gjennomfører Statoils forskningssenter et hullstabilitetsprogram for leirskifer med vekt på de vesentlige mekanismene: plastisitet med softening, poretrykksdissipasjon, termiske effekter og anisotropi av spenning og styrke. Programmet er basert på materialmodeller fra treaksialforsøk, modellering med elementmetoden og verifikasjon av bruddkriteriet ved modellforsøk.

Figur 9 Plastisk tøyning som viser lokaliserte deformasjoner etter softening rundt et



vertikal borehull til venstre og brudd i svake lagdelingsplan for et horisontalt borehull til høyre

11 REFERANSER

1. A. M. Raaen, E. Skomedal, H. Kjørholt, P. Markestad, D. Økland (2001): "Stress determination from hydraulic fracturing tests: the system stiffness approach", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 38, 529-541
2. M. Brudy, H. Kjørholt (2001): Stress orientation on the Norwegian continental shelf derived from borehole failures observed in high-resolution borehole imaging logs", Tectonophysics 337, 65-84
3. P. A. Bjørkum, P. H. Nadeau (1998): "Temperature controlled porosity/permeability reduction, fluid migration and petroleum exploration in sedimentary basins", APPEA Journal 38, 453-465
4. F. Santarelli (2001): "Stress path prediction", Bergmekanikkdagen, Oslo, 23. november 2001

TRYKKTUNNELER – HVORDAN PÅVIRKER TEKTONIKK PROGNOSEMODELLER? ERFARINGER FRA LOWER KIHANSI HYDROPOWER PROJECT, TANZANIA

Unlined pressure tunnels – how are design models influenced by tectonics? Experience from Lower Kihansi HPP, Tanzania

Dr. ing. Bjørn Buen, Dr. ing. Bjørn Buen A.S
Siv. ing. Asbjørn Halvorsen, Norplan AS / NVK Vandbygningskontoret AS

Sammendrag

Lower Kihansi Hydropower Project i Tanzania, som ble satt i drift tidlig i år 2000, utnytter en fallhøyde på 846 m via en uforet vannvei. Kihansi ligger i det øst-afrikanske riftsystem dannet ved normalforkastning. Et omfattende program for måling av bergspenninger ble gjennomført. Det ble benyttet 3-D måling og hydrauliske splitte- og jekkeforsøk. Målingene viste et betydelig lavere spenningsnivå enn forventet og det viste seg nødvendig å flytte kraftstasjonen 715 m lenger inn for å oppnå kravet til minste hovedspenning på 10 Mpa, iberegnet en sikkerhetsfaktor på 1.2. Det ble gjort en omfattende sonderboring og forinjeksjon under driving av trykktunnelen. Utlekkasjer under oppfylling forløp som forventet inn til trykknivået nådde den forvitrete dagfjellsonen. Forvitret bergmasse har høy porøsitet og utgjør et betydelig reservoir. Utlekkasjen 15 måneder etter oppfylling var ca. 200 l/s, med avtagende tendens. Spenningsmålinger i et område med svært lave tektoniske spenninger var krevende. Det viste seg at målinger fra tunnelen ble betydelig påvirket av drenering slik at pålitelige målinger ble oppnådd i dype borehull foran stuff. Vanlig brukte prognosemodeller forutsetter et tektonisk spenningsbidrag og er svært følsomme for reduksjon i dette bidraget. Ved planlegging av uforede tunneler er det derfor viktig å vite at i et normalforkastnings-regime kan de tektoniske spenninger være lave og sette spesielle krav til utforming av anlegget.

Summary

Lower Kihansi Hydropower Project in Tanzania, commissioned in early year 2000, utilises a head of 846 m in an unlined tunnel system. Kihansi is located in the East-African rift system characterised by normal faulting tectonics. A comprehensive rock stress measurement program including 3-D inclusion cell and hydraulic splitting and jacking, was conducted. The measurements indicated a significantly lower level for minor principal stress than anticipated, leading to a relocation of the power station 715 m deeper into the massif, where the requirement of 10 MPa, including a safety factor of 1.2, was met. Extensive exploratory drilling and high pressure grouting from the face of the pressure tunnel were done during excavation. Leakage from the tunnel system was low until the head in the tunnel reached the level of the weathered rock in the upper plateau. This rock mass has a high porosity and thus constitutes a large reservoir. The leakage from the reservoir after 15 months was about 200 l/s and is still decreasing. Stress measurements in a region with low tectonic stress were

difficult to execute and interpret. Drainage of pore water had a significant effect on the measurements and reliable results were obtained in deep boreholes ahead of the face. Standard design models for early stage planning of unlined pressure tunnels are based on the existence of a certain albeit relatively low tectonic stress component. The models are very sensitive for reduction of this tectonic component. When planning of unlined tunnels in a normal fault regime, possible stress related impacts on the lay out should therefor be evaluated.

1. Prosjektet

Kihansi kraftverket ble overlevert klienten Tanzania Electric Supply Company Ltd. - TANESCO i begynnelsen av år 2000. Med 3 turbiner på tilsammen 180 MW står Kihansi idag for rundt 40% av elektrisitetsproduksjonen i Tanzania. Kraftverket ligger ved Kihansi Falls i Udzungwa Scarp, rundt 80 km syd for Iringa, Figur 1.

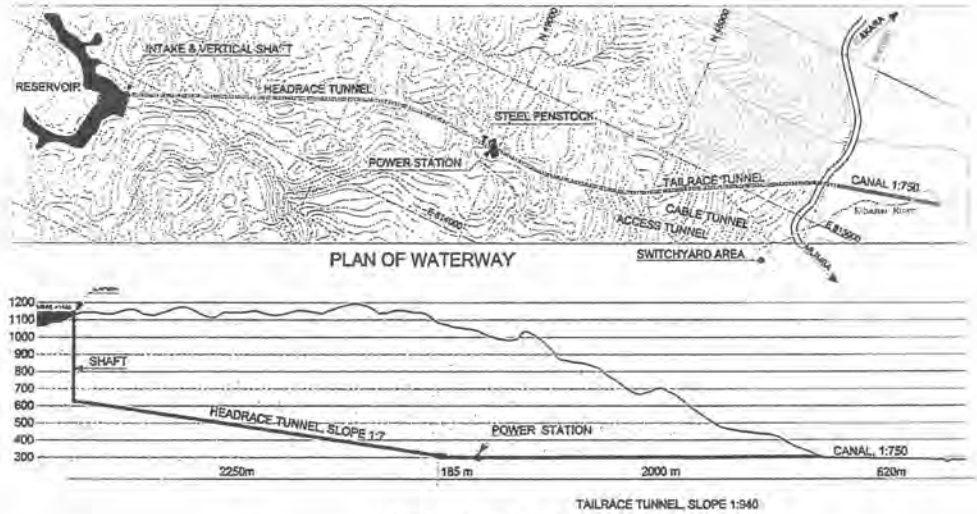


Figur 1 Beliggenhet av Lower Kihansi, med angivelse av Eastern og Western Rift.

Utnyttelse av Kihansi Falls ble vurdert av Norconsult i en masterplan i 1983. En japansk konsulent fortsatte med et feasibility studium i 1989 og konkluderte med et anlegg med gruntliggende tunneler og med kraftstasjon i en utsprengt grøft.

I 1991 ble Norplan engasjert av Verdensbanken for detaljert design og utarbeidelse av anbudsdokumenter, senere også byggeledelse. Norplan's bergmekaniske rådgiver gjennom hele prosjektet var Dr. ing. Bjørn Buen. Norplan's geologiske stab var på opptil 8 personer, lokalt personale inkludert.

Den valgte design avvek fra japanernes, og hadde en dyptliggende, uforet trykktunnel med statisk vanntrykk 846 m og med kraftstasjon plassert i fjell, se Figur 2.



Figur 2 Oversiktskart med lengdesnitt langs vannveien.

En betingelse for denne løsningen var tilstrekkelig spenningsnivå i bergmassivet for å unngå hydraulisk brudd i tunnelen. I Skandinavia har man over lang tid etablert kunnskaper om, og forståelse av, spenningsforholdene i berggrunnen. Dette er ikke tilfelle i Øst-Afrika. Med et prosjekt beliggende i den østre grenen av det øst-afrikanske rift-systemet (Eastern Rift) kunne spenningsbildet være helt annerledes enn hva vi var kjent med fra mer hjemlige forhold. Bekreftelse av tilstrekkelig spenningsnivå skulle vise seg å ikke være noen enkel oppgave.

2. Regional geologi og tektonikk

Kihansi ligger ved Udzungwa Scarp i Usagara orogene belte innenfor det Øst-Afrikanske rift system. Denne regionalt markerte brattkanten utgjør en avtrapping mellom det prekambriske skjold i sentrale Tanzania og det lavereliggende slettelandet mot sør, Kilombero Plains. Bergartene i prosjektområdet er hovedsakelig prekambriske gneisser. Udzungwa Scarp er antatt dannet ved normalforkastning, ved at Kilombero Plains, også kalt Kilombero Rift Valley, sank ned i forhold til høylandet innenfor. Nedsynkningen er antatt å ha funnet sted i tertiær epoken. Dannelsen av riftsystemet startet sannsynligvis i sen Paleocen og den aktive perioden antas å være avsluttet i Cenozoikum, se Nilsen et al. (1995).

Riftdannelsen har påvirket bergmassene i prosjektområdet. Den mest utpregede svakhetssone- og sprekkeorientering har strøk nær øst – vest og subvertikalt fall, tilnærmet vinkelrett på tunnelsystemet. Ved kartlegging i tunnelene ble det kun

unntaksvis funnet glidespeil eller andre tegn til bevegelse langs sprekkene eller svakhetssonene. En overveiende andel av øst – vest sprekkesystemet tolkes derfor til å være tensjonssprekker.

3. Forundersøkelser og design

Den anleggsutforming som syntes mest optimal inkluderte dyptliggende, uforet trykk-tunnel. En grov vurdering av plassering av kraftstasjon og av overgang mellom foret og uforet tunnel ble foretatt på grunnlag av de vanlige kriterier for overdekning. Disse kriterier forutsetter tektoniske spenninger i tillegg til de gravitative og størrelsen på den tektoniske komponenten var en usikkerhet. Det var lite av informasjon å finne om bergspenninger i Øst-Afrika. Informasjon fra Sør Afrika, som også er påvirket av riftsystemet (Myrvang (1993)), samt alderen på riftsystemet, gav grunn til håp om å finne tilstrekkelig nivå av tektoniske spenninger.

SINTEF Bergteknikk ble engasjert for bergspenningsmålinger. Sentralt i grunnundersøkelsene i 1992 var hydrauliske splitteforsøk i et 400 m dypt borehull i nærheten av den tenkte kraftstasjonsplasseringen. Denne planen mislyktes på grunn av fastboring og tap av hull og deretter 2 nye tapte hull på grunn av fastsetting av SINTEF's måleutstyr. Spenningsmålinger i dype hull boret fra dagen måtte oppgis. Det ble valgt et konsept som forutsatte spenningsmålinger i adkomsttunnelen under driving og mulighet for flytting av kraftstasjonen, avhengig av de måleresultater som ble oppnådd. Kontraktsdokumentene ble utformet med en klausul om at adkomsttunnelen skulle kunne forlenges uten endring i enhetspriser.

SINTEF Bergteknikk utførte en modellering av in-situ spenninger i planlagt kraftstasjons- / konus-område i 1993. Resultatene viste at med den planlagte plassering var det påkrevd med en viss grad av tektonisk spenning, både på langs av ryggen som tunnelen var plassert under, og på tvers.

4. Spenningsmålinger under bygging

Den første målestasjonen skulle være ved pel 800 m i adkomsttunnelen. Måleresultatene som ble oppnådd var nedslående, med minste hovedspenning på rundt halvparten av hva som var satt som krav. Disse resultatene var så entydige at det umiddelbart var klart at flytting av kraftstasjon ville bli en nødvendighet. Basert på analyse av terrengforholdene langs tunneltraséen ble det konkludert med at en flytting på mer enn 600 m kunne bli nødvendig.

I tillegg til hydrauliske splitteforsøk ble det også utført 3-D målinger ved hjelp av overboring av en måle-celle ved målestasjoner ved ca. pel 800 og ca. pel 1000. Resultatene her indikerte at minste hovedspenning var orientert relativt flatt med retning langs tunnelen og at størrelsene på minste og største hovespenning samsvarte med hva modellanalysen til SINTEF i 1993 hadde vist som spenningssituasjon uten tektonisk komponent i tillegg til de gravitative spenningene. Tabell 1 viser målte bergspenninger sammenlignet med hva som var forventet og hva som var satt som krav.

Tabell 1 Målte spenninger i forhold til definerte minstespenninger.

Målested i adkomsttunnel	**σ3, forventet**	**σ3, minimum**	**σ3, målt (lukketrykk ved hydraulisk splitting)**
pel 800	8.4	7.6	3.9
pel 900	8.8	8.0	3.2
pel 1000	9.2	8.4	4.5
pel 1070	9.6	9.2	4.5

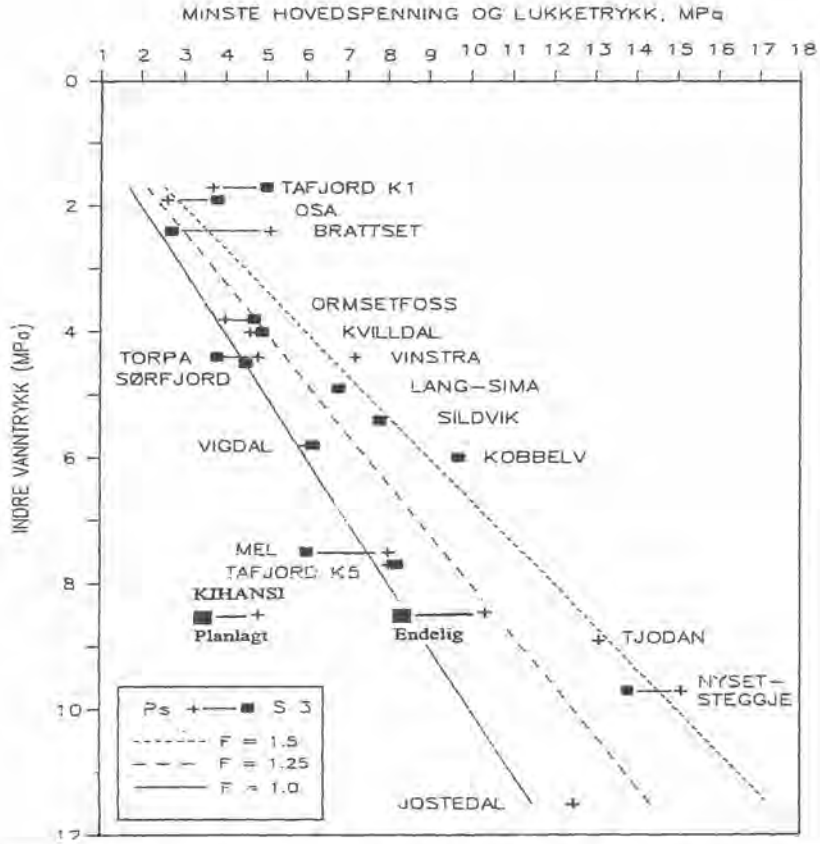
Selv om det var godt håp om å oppnå tilstrekkelige bergspenninger ved forflytting av stasjonen dypere inn i bergmassivet ble det nå satt igang forberedelser for alternative løsninger. En mulighet var uforet trykktunnel på et grunnere nivå og en stålforet trykksjakt fra denne ned mot kraftstasjonen. Et annet alternativ som ble vurdert var bruk av betongutforing med stålmembran.

Etter nye undersøkelser i borehull, både fra dagen og fra tunnel, ble løsningen med en dyp tunnel valgt. Betongutforing med stålmembran skulle benyttes i tilfelle tilstrekkelige spenninger ikke kunne bekreftes. Etter vurdering av de geologiske forhold ble det bestemt at adkomsttunnelen skulle drives inn til pel 2000. Da skulle man ha passert en antatt større forkastning og detaljplassering av stasjonen kunne foretas. Forkastningen ble ikke funnet og bergkvaliteten innenfor pel 1840 var generelt god. Kraftstsjonen ble bestemt plassert ved pel 1900, 715 m innenfor den opprinnelige plassering.

Fase 2 i spenningsmålinger ble nå iverksatt. Disse målingene skulle gi grunnlag for valg mellom dyp eller grunn tilløpstunnel. 3-D målinger utført ved pel 1856 viste at minste hovedspenning er sub-horisontal og orientert N-S, d.v.s. perpendikulært på hovedsprekkesystemet. Spenningsanisotropien var stor, med et forhold mellom største og minste hovedspenning på 4.6. Ved pel 1916 ble det kjerneboret et sub-horisontalt hull med lengde 140 m for hydrauliske splitteforsøk. Resultatene ble funnet akseptable for valg av dyptliggende tunnel. En målestasjon ble også opprettet ved pel 2090, oppstrøms kraftstasjonen, og 2 testhull ble kjerneboret, et 70 m langt sub-horisontalt hull og et kortere vertikalt hull. Hensikten med disse målingene var å få en ny bekreftelse på spenningsnivå, bl.a. for endelig plassering av steinfang. En mulighet i tilfelle tvilsomt spenningsnivå kunne være å fortsette med betong-stålmembran-lining i en eller annen lengde oppstrøms stålforing.

Det ble konkluderte med et spenningsnivå i overkant av 10 Mpa, tilstrekkelig til å bygge en uforet trykktunnel med akseptabel margin mot hydraulisk brudd. Måleprogrammet for å komme frem til denne konklusjonen hadde vært omfattende. Totalt ble det utført 122 hydrauliske splitte - / jekkeforsøk og 22 3-dimensjonale overborings-tester, i totalt 24 borehull.

I Figur 3 er konkluderte minste hoved spenning fra 3-D målinger og splitte - / jekkeforsøk ved Kihansi sammenlignet med måleresultater presentert av fra diverse anlegg i Norge.



Figur 3 Målte minste hovedspenning og lukketrykk fra hydraulisk splitting som funksjon av vanntrykk, etter Hansen, S.E. & Hanssen, T. H. (1988).

5. Måletekniske og tolkningsmessige problemer

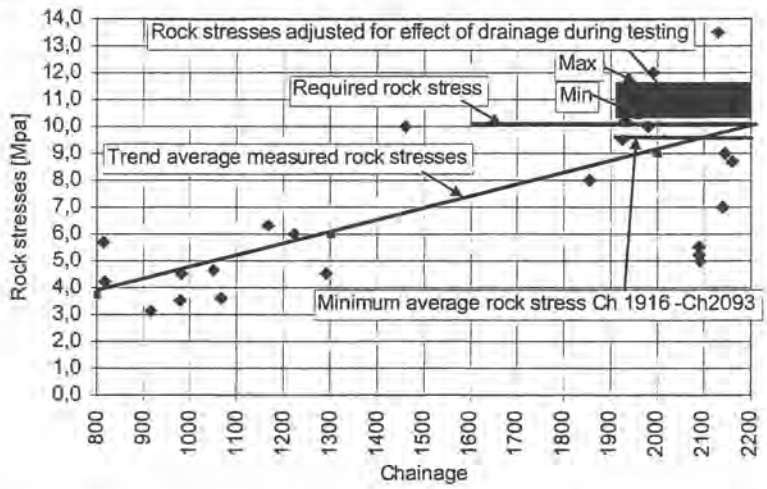
Måling av minste hovedspenning i berget ved hjelp av hydraulisk jekking ble forsøkt under forundersøkelsene i 1992, men ustabilt borehull med hyppig fastkiling av utstyr skapte vansker. I ettertid er det rimelig klart at de første spenningsmålingene på prosjektet, som ble utført i et dypt borehull fra overflaten, ikke var helt mislykkede av tekniske årsaker, men faktisk indikerte et lavt nivå for minste hovedspenning. Det kan heller ikke utelukkes at problemene med fastkiling av utstyr delvis var forårsaket av en spesiell spenningssituasjon.

Det viste seg måleteknisk svært krevende å oppnå tolkbare resultater ved de mange splitte- og jekketester som ble utført på anlegget. En årsak til dette vurderes å ligge i forhold rundt den lave minste hovedspenning og det relikte normalforkastnings-regime. Svært mange tester forløp normalt inn til splitting eller sprekkeåpning. Ved åpning økte konduktiviteten i systemet raskt og mye og permanent slik at pumpekapasitet ble èn begrensning, ultraraske trykkfall ved pumpestans en annen. Det antas at denne testkarakteristikken er typisk for et normalforkastningsregime.

En mulig måleteknisk anvisning til løsning av problemet finnes hos Hubbert & Willis (1957). I standardverket "Mechanics of Hydraulic Fracturing" gjennomgås grunnlaget for denne type testing, det gis en teoretisk beregning av spenninger i et normalforkastningsregime og beregningene underbygges med et stort antall måleresultater. Det gjøres også en teoretisk utredning av bruk av penetrerende kontra ikke penetrerende væske til testing og konklusjonen er at type væske er uten betydning. Fordi arbeidet ble gjort for et oljeselskap var det naturlig å ønske og vite hva "drilling mud" hadde for betydning. For arbeide i åpne formasjoner med høye trykk er det nyttig å vite at en viskositetsjustert pumpevæske ikke endrer måleresultatene. Testing med bentonittsuspensjon ble gjort på Alfalfal-prosjektet i Chile, Buen et Al. (1994).

Estimat av minste hovedspenning ved Kihansi på grunnlag av målte lukketrykk viste stor spredning og var ofte lavere enn forventet uforstyrret poretrykk. Det ble antatt at spenningsmålingene ble påvirket av reduserte poretrykk som følge av drenasje rundt tunnelen. Målinger i hull i antatt udrenerte bergmasser foran stuff viste høyere spenninger enn målinger i drenerte bergmasser. Dette skyldes at poretrykket i bergmassen er med på å bære totallasten og at det ikke er fullstendig overføring av last til kornskjelletet ved trykkfall. På grunnlag av måleresultater ble det utviklet en modell for å fastlegge koplingseffekten mellom poretrykk og bergspenninger. Det ble konkludert med en koplingsfaktor på 0,75, som ble benyttet for korrigering av måleresultater.

Figur 4 viser målte spenninger og konkludert spenningsnivå etter poretrykks-korreksjon.



Figur 4 Målte spenninger basert på splitteforsøk ved målestasjoner i adkomsttunnelen, samt konkludert spenningsnivå etter korreksjon med hensyn til effekt av drenasje (redusert poretrykk).

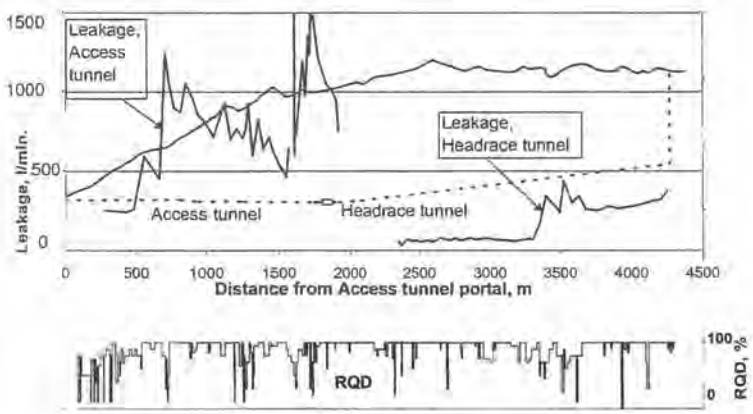
6. Erfaringer og tiltak under bygging

Bergtekniske forhold under driving av tunnelene var i stor grad som forventet. Bergmasseklassifisering utført under kartlegging av tunnelene viste god

overensstemmelse med hva som var angitt i anbudsbeskrivelsen. Også faktiske sikringsmengder viste bra samsvar med kontraktsmengdene.

Under driving av adkomsttunnelen krysset denne et stort antall lekkasjeførende sprekker, orientert nær øst – vest. Figur 5 viser et lengdesnitt langs adkomst / tilløpstunnel med angivelse av RQD verdier, samt lekkasje inn i tunnelene under driving. Innlekkasjen er vist som akkumulert lekkasje, målt ukentlig ved ytre ende av de respektive tunnelene. Av figuren går det frem at sprekkene etter hvert tømmes, men at samlet restlekkasje stadig økte.

Bemerkelsesverdig er forskjellen i lekkasjemengder inn i tunnelen i den ytre del av fjellmassivet og hva som ble erfart oppstrøms kraftsatasjonen. Selv om permeabilitetsforholdene som ble funnet innenfor kraftstasjonen generelt var noe bedre enn i adkomsttunnelen ble det funnet nødvendig å utføre systematisk sonderboring og forinjeksjon i nedre del av trykktunnelen. Det ble injisert med trykk 9 – 10 MPa, både for å få inngang og for å oppnå en konsolidering av bergmassen rundt tunnelen. Forbruket av sement til forinjeksjon var ca. 140 tonn og resultatet i form av redusert innlekkasje går tydelig frem av Figur 5. I tillegg ble det også brukt ca. 100 tonn masse til injeksjon rundt konus og høytrykkspropp. Foruten dypinjeksjon med sement ble det her også brukt polyuretan og epoxy plassert ved hjelp av injeksjonsslanger i kontaktene stål / betong / berg.



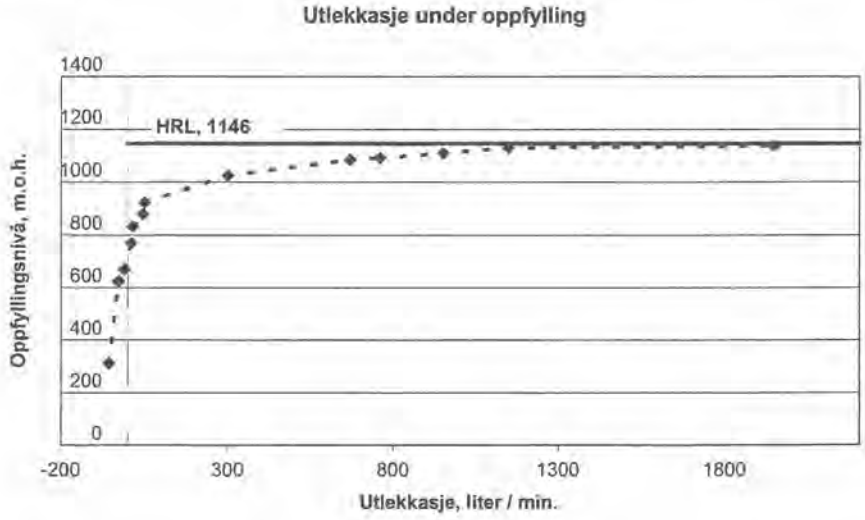
Figur 5 Lengdesnitt langs adkomst / tilløpstunnel med angivelse av RQD verdier, samt lekkasje inn i tunnelene under driving. Grunnvannsnivå i målt i borhull fra terreng angitt.

7. Erfaring fra oppfylling og drift

Oppfylling av trykktunnel og sjakt ble utført med trinnvis trykkøkning og med nøye oppfølging av eventuell reaksjon i berget rundt tunnelen. Måleteknisk avdeling ved NGI fikk ansvar for utarbeidning av et detaljert måleopplegg basert på trykkfølere installert både i nedre ende av tunnel og i tilsammen 16 borehull med lengder inntil 140m, både oppstrøms og nedstrøms konus.

Stort sett ble det funnet at trykkutviklingen i grunnvannet korresponderte nøye med trykkutviklingen i tunnelen, men at det også kunne forekommme brå sprang i trykkøkningen i grunnvannet. Mulige forklaringer på dette var at sleppemateriale kunne opptre som barrierer på sprekker og hindre trykkoppbygging bakenfor. Når vanntrykket mot en slik barriere ble stort nok, kunne den briste og vanntrykket bakenfor steg brått. En annen mulig forklaring er at ved trykkoppbygging i grunnvannet kan det skje bevegelser langs sprekker utsatt for skjærspenninger. Økning i grunnvannstrykket kan tenkes å føre til redusert friksjon langs sprekken og dermed forårsake lokale skjærbrudd, som igjen kunne medføre lokale permeabilitetsendringer og brå trykkøkninger bakenfor. Denne forklaringen kan også sees i sammenheng med fenomener som kan oppfattes som små, lokale jordskjelv. I tiden etter oppfylling har det fra tid til annen blitt raportert kraftige "drønn" i fjellet. Dette har blitt registrert både av folk som oppholder seg i kraftstasjonen, men også av folk som oppholdt seg iallefall et par kilometer fra tunnelen. Det er fra tidligere kjent at oppfylling av store vannreservoar kan medføre økning i jordskjelvaktivitet i området. Trolig er det noe tilsvarende som har skjedd på Kihansi.

Utlekkasjemålingene fra fyllingen forløp i store trekk som forventet inn til trykket nærmet seg nivå for HRV. Nær dette nivået økte utlekkasjeraten dramatisk, se Figur 6.



Figur 6 Utlekkasje som funksjon av oppfyllingsnivå (m.o.h.). Nivå for konus er ca. 300 m.o.h.

Det ble naturlig nok diskutert mulige årsaker til dette, men den klare sammenheng mellom nivå og lekkasje tydet på at årsaken lå i bergmassen både i form av reservoirkapasitet og konduktivitet.

Den store reservoirkapasitet kan forklares med betydelig økning i bergmassens permeabilitet ved økende forvitring. Fullstendig forvitret berg kan ha 25 - 50 % porøsitet i motsetning til deler av prosent i frisk gneis. Denne reservoirkapasiteten er

også en forklaring på den ganske stabilt høye vannføringen i Kihansi elven, også gjennom tørketiden.

Lekkasjen målt over tid viser en avtagende tendens, fra 390 l/s like etter oppfylling til 215 l/s 15 måneder senere. Svakt økende vannstand i observasjonshull viser at grunnvansnivået fremdeles (oktober 2001) stiger og at gradienten dermed reduseres og at lekkasjen må forventes å avta ytterligere. Nærmere detaljer angående design og oppfylling er omtalt av Halvorsen og Roti (2001).

8. **Prognosemodeller**

8.1 Overlagringskriterier i historisk perspektiv

I årene like etter første verdenskrig ble det bygget flere uforede trykktunneler i Norge. Et av disse kraftverkene, Svelgen, ble plaget av noe lekkasje, mens tunnelene sprakk i to av de andre, Herlandsfoss og Skar. I en vurdering av årsakssammenheng er Vogt (1922) klar i sin konklusjon i at brudd oppstår når vanntrykket overstiger "fjelltrykket". Det anføres også at det vertikale trykk tilsvarer vekten av overliggende masse mens det horisontale trykk er lavere. I dette ligger i alle fall en erkjennelse av at minste bergspenning bestemmer stabilitet og at denne spenningen ikke nødvendigvis er vertikal og heller ikke lovmessig knyttet til topografi eller anleggets geometri.

Uaktet Vogt's konklusjon fra 1922 ble det verden over lansert en rekke forskjellige overlagringskriterier for bygging av uforede tunneler. Bergh-Christensen og Dannevig (1971) lanserte en variant av overlagringskriteriet som vel enda er i noe bruk. I dette tilfelle regnes avstand vinkelrett på overflaten til nærmeste punkt på vannveien uansett hvilken helning denne måtte ha,

$D > H_0 / \gamma_f * \cos\beta$ (H_0 = statisk vanntrykk, β = terrengets helningsvinkel).

I en samlerapport til NVE (1973) som behandlet luftputeproblematikken utarbeidet daværende Geologisk Institutt ved NTH en delrapport som omhandlet vurdering av stabilitet av uforede vannveier. Under ledelse av professor R. Selmer-Olsen ble arbeide gjort ved instituttet over en periode på flere år samlet til en prognosemetode. Arbeidet var basert på nummerisk analyse av en endelig element modell (FEM). Ut fra valgte idealiserte materialegenskaper herunder tverrkontraksjon og valgt horisontalt tektonisk spenningsbidrag, ble det presentert diagrammer for forskjellige dalsidehelninger.

I delrapporten fra Geologisk Institutt er det gjort en følsomhetsanalyse for tverrkontraksjon og for K, forholdstallet mellom horisontal og vertikal spenning i modellplanet. Sensitiviteten for endringer i tverrkontraksjon er liten i det normale området for krystalline bergarter, men som Figur 7 viser, er det betydelig sensitivitet for lave og for svært høye horisontal-spenninger.

8.2 Erfaringer med bruk av overlagringskriterier ved Kihansi

Standarddiagrammet for en passende dalsidehelning ble benyttet i den foreløpige design for Kihansi, se Figur 8.

En verifikasjon av spenningsantagelsen var forutsatt utført ved måling under driving av adkomsttunnelen. Lokalisering av rørkonus basert på målinger er indikert på

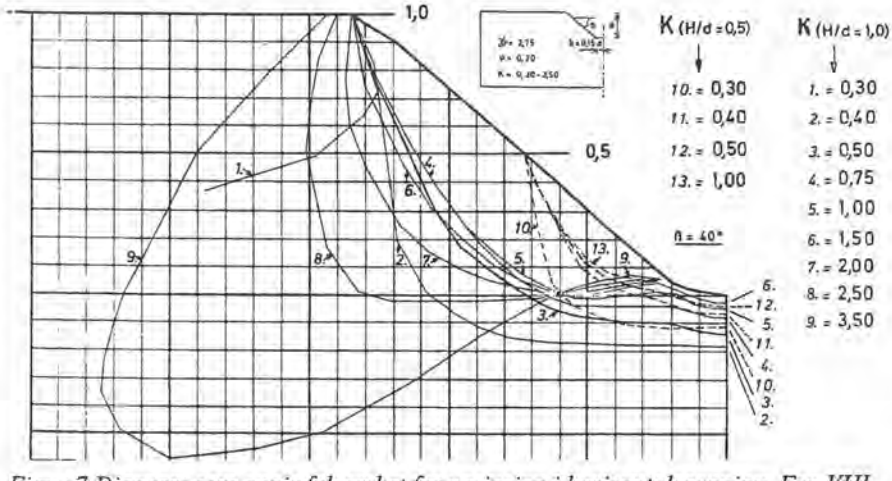
figuren og konklusjonen om at spenningsbildet i berget må avvike betydelig fra standarddiagrammets forutsetninger er åpenbar.

En sammenligning av diagrammene i Figur 8 med utført lokalisering av rørkonus på Kihansi og Figur 7 som illustrerer sensitivitet, indikerer en situasjon der K er i størrelsesorden 0.4. Spenningsmålingene utført i tunnelen i området inne ved rørkonus peker også mot en K-verdi rundt 0.4, om en sammenligner med vertikal overlagring.

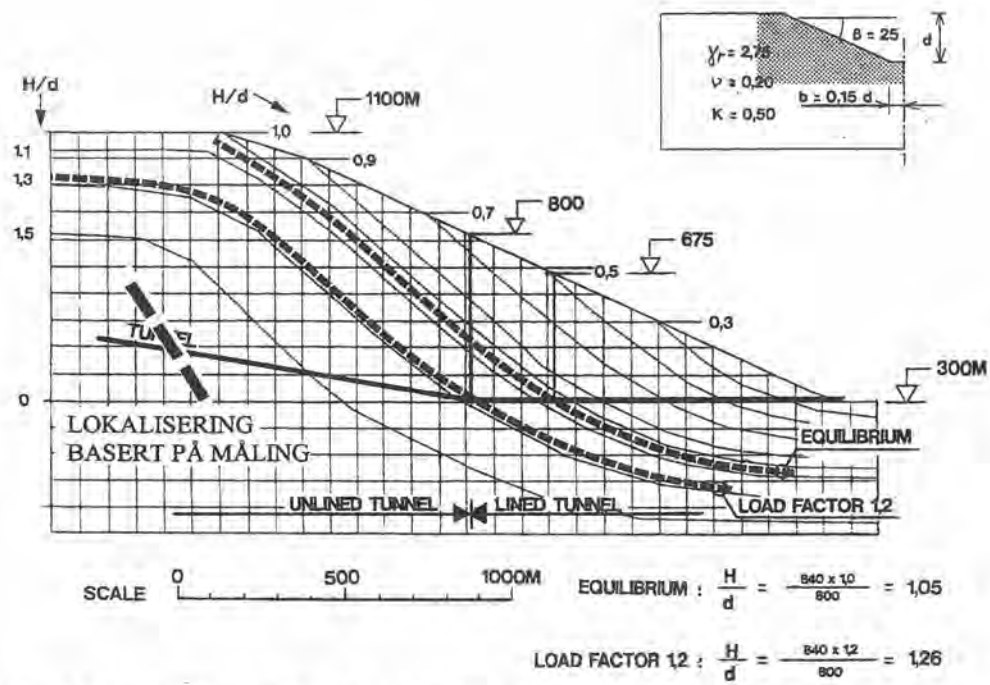
Modellen indikerer at årsaken til det forholdsvis lave nivå for minste hovedspenning som ble målt på Kihansi kan forklares ved en lav tektonisk spenningskomponent. De situasjonene som kan gi slike lave nivåer for minste hovedspenning er normalforkastninger som følge av jordskorpespredning eller lateralforkastninger i en sterkt anisotrop horisontal spennings-tilstand, se Figur 9, fra Jaeger & Cook (1979). Anleggets lokalisering ved den Øst-Afrikanske riftsonen med regional grabendannelse peker mot normalforkastning som årsak.

I et område som er i geologisk aktiv tensjon vil minste hovedspenning ventelig være ganske lik den som kan beregnes teoretisk. I et område som ikke lenger er aktivt vil spenningsbildet trolig være i endring og mest sannsynlig gå mot en utjevning av anisotropi, altså en øking av minste hovedspenning. En beregning av en teoretisk verdi for minste hovedspenning vil derfor representere en nedre grense. En slik beregning kan gjøres ut fra Mohrs bruddkriterium etter uttrykket:

$$\sigma_1 = 2c * \mathrm{tg}\,\alpha + \sigma_3 * \mathrm{tg}^2\,\alpha \quad \text{der } \alpha = \Pi/4 + \varphi/2$$



Figur 7 Diagram som angir følsomhet for variasjon i horisontalspenning. Fra VHL (1973)



Figur 8 Standarddiagram benyttet ved foreløpig kraftstasjonsplassering og med angivelse av endelig plassering basert på målte bergspenninger. Fra VHL (1973)

I tilfelle Kihansi gir en overdekning på 800 m og en romvekt 27 KN/m^3 den største steiltstående hovedspenning på ca. 22 MPa. Under forutsetning av friksjonsvinkel 25 grader og ingen kohesjon gir dette som resultat en minste hovedspenning, σ_3, på ca. 4 MPa. Bidrag fra kohesjon vil redusere teoretisk minste hovedspenning. Det teoretiske bruddplanets vinkel i forhold til σ_2 - σ_3 planet blir ca. 70 grader. Bruddplanets beregnede helningsvinkel passer rimelig bra med det observerte fallet på de kritiske øst – vest strykende sprekkene som krysser tunnelsystemet. Den beregnede minste hovedspenning er lavere enn den som ble målt in situ. Det siste kan indikere at det ikke lenger foregår aktiv normalforkastning i det området der anlegget er lokalisert eller at teorien ikke gjenspeiler forholdene i bergrunnen.

Den beregnede teoretiske minste hovedspenning for en aktiv normalforkastnings-tilstand gir, med data som benyttet for Kihansi, en K-verdi ca. 0.2. Ved romvekt 27 KN/m^3 vil en K-verdi på 0.37 være nødvendig for likevekt med sprekkevann til terrengoverflaten. Om en sammenligner dette med følsomhetsanalysen på Figur 7 så bekrefter dette at i en sone med aktiv normalforkastning vil mulig trykk i en uforet tunnel kunne begrenses vesentlig. Følsomhetsanalysen vist på Figur 7 indikerer en maksimalt mulig trykkhøyde i størrelsesorden lik halve dal-dybden i beregningsmodellen.

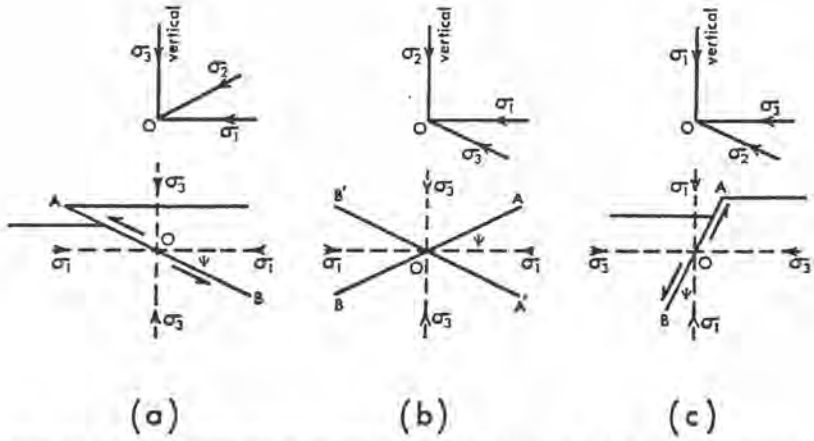


Fig. 17.2.1 (*a*) Thrust faulting. (*b*) Strike–slip faulting. (*c*) Normal faulting.

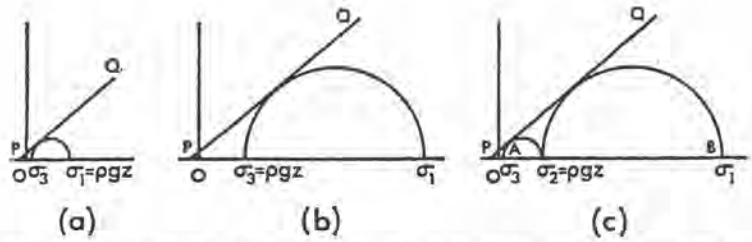


Fig. 17.2.2 (*a*) Normal faulting. (*b*) Thrust faulting. (*c*) Strike–slip faulting.

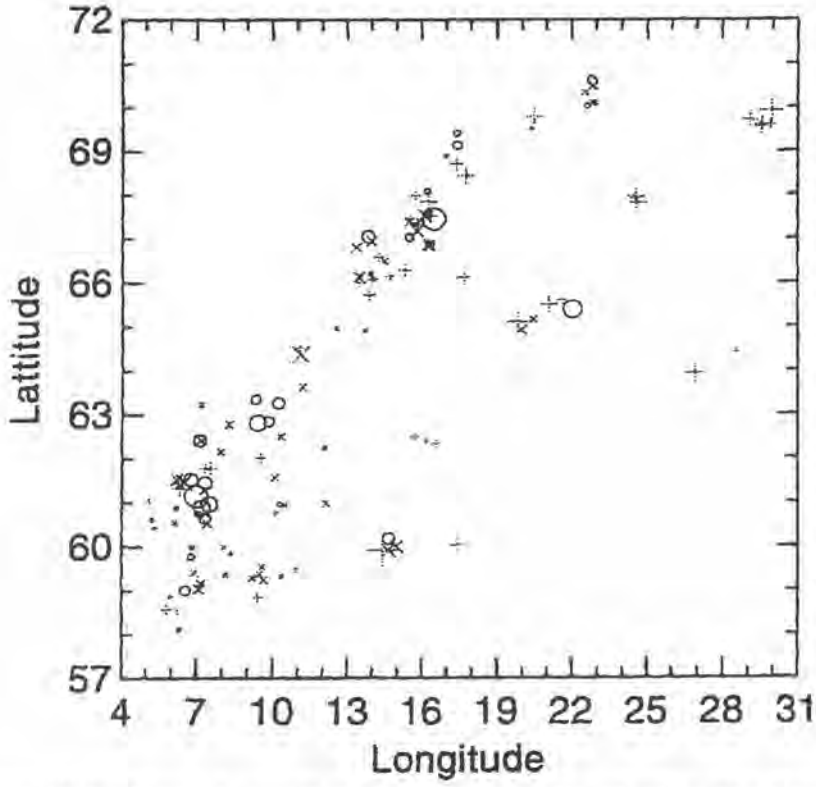
Figur 9 Tektoniske forkastningsmodeller. Etter Jaeger & Cook (1979).

Det må understrekes at beregningsmodeller basert på et spenningskriterium ikke beskriver bruddforløp. Et utvikling av brudd i form av hydraulisk jekking vil avhenge av deformasjonsmotstanden i bergmassen og av konduktiviteten på de kanaler og sprekker som kommuniserer med bruddstedet. I en situasjon med lav flattliggende minste hovedspenning, bergmasse med høy deformasjonsmotstand og sprekker og kanaler som ikke lukkes mot overflaten så vil det innstille seg en stabil situasjon etter brudd. Det praktiske problemet ventes å være uakseptabelt høy lekkasje.

9. Konklusjoner

Erfaringene som kan trekkes ut av gjennomføringen av Kihansiprosjektet er flere, men den viktigste er at geologi og tektonikk er av avgjørende betydning for spenningsnivået i berggrunnen og dermed for hva som er gjennomførbart av uforede trykktunneler. Dette viser at måling av bergspenning kan være viktig på et tidlig stadium av planlegging av et prosjekt. Resultatet av slike målinger kan ha stor betydning for utforming og dermed økonomi i et vannkraftprosjekt.

Erfaringene fra Kihansi kan også overføres til norske forhold. I en bredt anlagt drøfting av bergspenninger og tektonisk aktivitet i vestre del av Fennoscandia konkluderer Hanssen (1998) med at et relativt høyt horisontalspenningsnivå dominerer i de østlige områder mens det på Vestlandet opptrer lokale områder med normalforkastningsregime, se Figur10. Lokale områder der spenningsbildet er påvirket av normalforkastninger synes å være interessant både med hensyn til Bjølvo kraftverk som nå (2001) er under bygging og Tyin kraftverk der bygging er i oppstart.



Figur 10 Områder med normalforkastingsregimer angitt med sirkler. Etter Hanssen (1998)

Referanser

Buen, B. et Al. (1994) "Engineering geology in the design and construction of the Alfalfal hydropower plant in Chile" ISRM Symp. IV. Congreso Sudamericano de Mec. De Rocas, Chile

Halvorsen, A. & Roti, J.A. (2001) "Design of unlined headrace tunnel with 846m head at Lower Kihansi, Tanzania. Filling Experince." Proceedings of the 4th International Conference on Hydropower Development, Hydropower 01, Bergen

Hansen, S.E. & Hanssen, T. H. (1988) "Hydraulisk splitting" Foredrag No.26, Fjellsprengningskonferansen nov. 1988.

Hanssen, T. H. (1998) "Rock stresses and tectonic activity" Foredrag No.29, Fjellsprengningskonferansen nov. 1998

Hubbert, M. K, & Willis, D. G. (1957) "Mechanics of Hydraulic Fracturing" Am. Inst. Of Min., Metal. and Petrol. Engr. Trans. No. 210 pp 153 – 168

Jaeger, J. C. & Cook, N. G. W (1979) "Fundamentals of Rock Mechanics", 3 utg. Chapman and Hall, London

Myrvang, A. (1993) "Pers. med. fra professor Arne Myrvang NTNU

Nielsen, O. et al. (1995) "Tectono-sedimentary sedimentary development of the (permian) karro sediments in the Kilombero Rift Valley, Tanzania. "Geology for Development within a Sustainable environment.» Proc. 10th Int. Conf. Geol.Soc. Africa, Nairobi 1995, 97-129.1

VHL (1973) "Lukket fordelingsbasseng med luftpute" samlerapport til NVE, red. Vassdrags- og havnelaboratoriet ved NTH, Trondheim

Vogt, J. H. L. (1922) "Trykktunneller og geologi", NGU Publ. No. 93

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

Sivilingeniør Hans Fritzvold
Norconsult AS
Leder i Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

RAS VED E14 I MEÅDALEN

Landslide at E14 in Meådalen

Senioringeniør Bjørn Erik Tessem, Statens vegvesen Nord-Trøndelag
Overingeniør Kjell Eriksen, Statens vegvesen Nord-Trøndelag

SAMMENDRAG

Etter et døgn med lokalt mye nedbør, gikk det et flomskred i ei bratt dalside om kvelden 8. august 2000 som sperret E14 ved Meådal i Stjørdalen.
Raset startet ca. 400m oppe i dalsida og omfattet overflatemasser som jord, blokk og trær. Det utviklet seg etter hvert til et ras på 20.-25.000 m^3 som gikk over vegen og den flomstore Stjørdalselva, og stanset tilslutt mot jernbanefyllinga på den andre siden av elva. I øvre halvdel av dalsida ble fjellet blottlagt, og dette området ble vurdert som utsatt for fremtidige snø- og isras.

Rydding av vegen startet 09. aug. på formiddagen, og i løpet av 2 dager ble ca. 10.000 m^3 rasmasser kjørt bort og midlertidig sikring av vegen utført slik at den kunne åpnes for trafikk om kvelden 10. aug.
Arbeidet med permanent sikring mot erosjonsproblemer og mulige snø- og isras, ble igangsatt etter at området hadde tørket noe opp. Det ble etablert en fangvoll oppe i dalsida og ei ledegrøft for snø og is ned mot E14. Skråningene nærmest vegen ble tilsådd og sikret med matter av halm og kokosfiber for å sikre hurtig etablering av vegetasjon.

SUMMARY

After a very rainy day with locally about 60 mm rainfall, a landslide started on a steep hillside in the evening of August 8th 2000 at Meådal in Stjørdalen.
The landslide started about 400m up in the hillside and involved some 20.-25.000 m^3 soil, blocks and trees. The slide fanned out to about 200 m width at the level of the road E14, passed over the Stjørdal river and stopped against the railway embankment on the other side of the river. In the upper half of the slope rockhead was exposed. This area is now considered to constitute a problem related to avalanches in the future.
Activities to clear the road started early in the morning on the 9th of August. About 10.000 m^3 soil was excavated and transported to 7 different fills in the valley.
Temporary safety measures were implemented and the road was reopened for traffic in the evening of August 10th.
As a permanent safety measure a mound was constructed in the middle of the hillside in order to prevent blockfall and snow avalanches from reaching the road down in the valley. A trench was established to direct water and snow avalanches down the hillside. The slope close to E14 was seeded with grass and secured with mats of straw and coconut fibre in order to insure that vegetation was established as soon as possible.

1. RASSITUASJON



Figur 1: Oversikt oppover raset fra vegnivå

Etter et døgn med lokalt mye nedbør i indre deler av Stjørdalen, gikk det et ras i ei bratt dalside ved Meådal om kvelden 8. august 2000. Raset sperret E14 over lengde på ca. 200m.

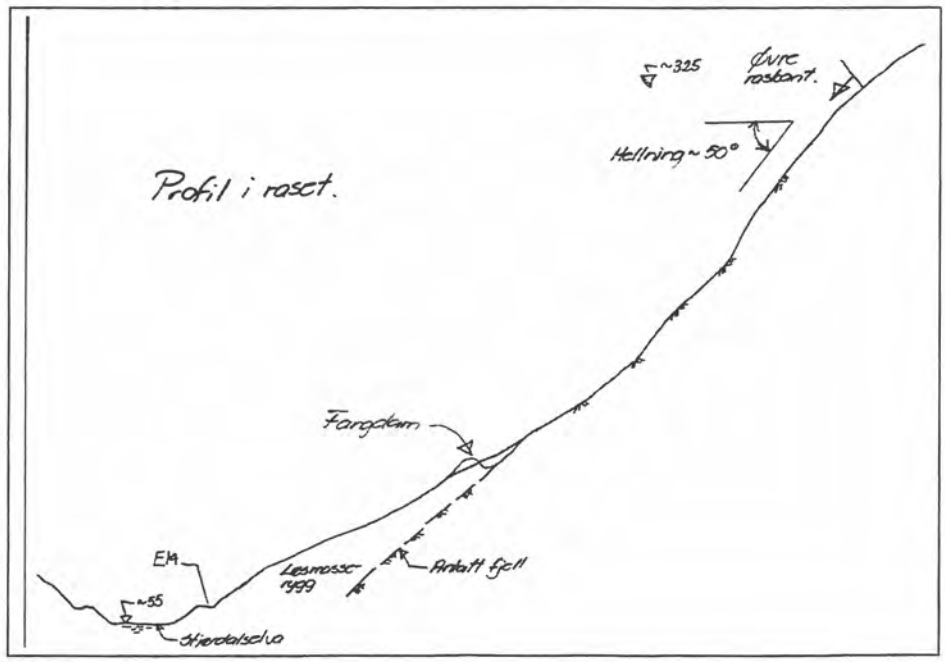
Raset startet ca. 400m oppe i dalsida i en høyde på ca. 260m over vegnivå. Det utviklet seg i omfang nedover og tok med seg jord, vegetasjon, steinblokker og trær. Massene gikk over den flomstore Stjørdalselva og slo opp i jernbanefyllinga på motsatt side. Raset omfattet anslagsvis 20.-25.000 m^3 løsmasser hvorav mye havnet i elva og ble erodert bort i løpet av kort tid. Bare større steinblokker ble liggende igjen.
På den øverste delen av rasflaten ble en stedvis glatt fjelloverflate blottlagt. I dette området var det før raset bare et 0,5-1m tykt vegetasjonsdekke over fjellet.
En løsmasserygg bestående av silt og sand ned mot vegen ble stående igjen.
Overflatevann eroderte relativt sterkt i disse massene i etterkant av raset.

På jernbanefyllinga oppstod kun mindre skader som ikke medførte konsekvenser for togtrafikken.

Det skjedde til sammen 8 mindre rastilløp langs E14 8. august.



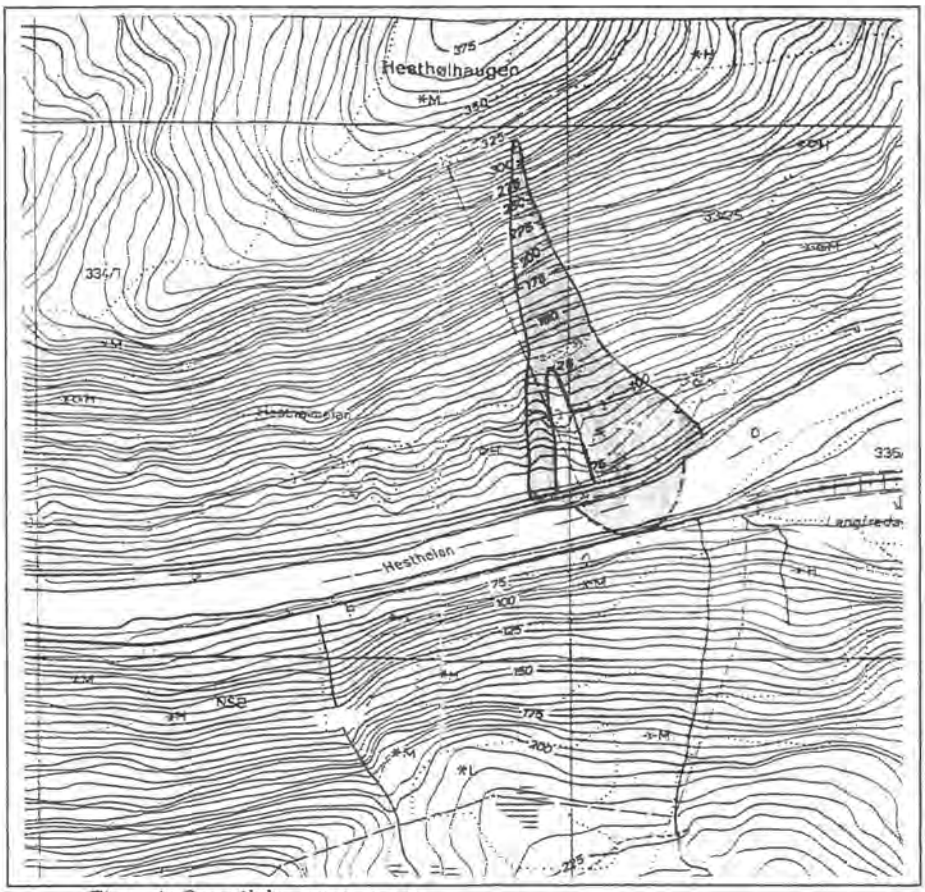
Figur 2: Foto Rassituasjon ved vegen



Figur 3: Profil i raset

2. GEOLOGI/TOPOGRAFI

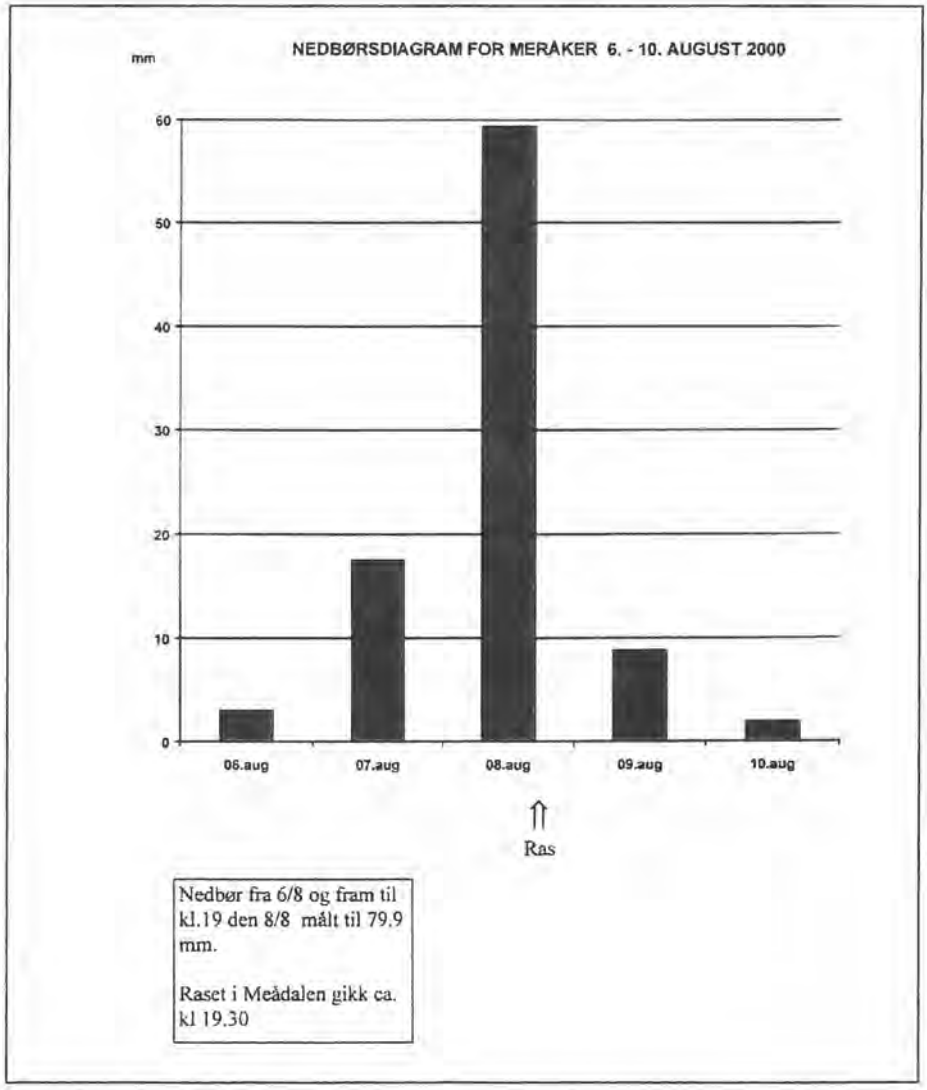
Stjørdalen er en 5-6 mil lang dal som strekker seg fra Stjørdalshalsen i vest og inn til svenskegrensa i øst. De ytre deler av dalen er vid og preget av store marine avsetninger hvor flere store kvikkleireras har skjedd tidligere.
Meådal ligger i indre del av Stjørdalen, og i dette området er dalen relativt trang med bratte dalsider på begge sider. I dalbunnen, som ligger på ca. kote 55, ligger Stjørdalselva med E14 og jernbanen på hhv nord og sør side. De bratte dalsidene er dekket av et tynt vegetasjonsdekke (0,5-1m) med organisk materiale over fjellet. I de lavere områdene, dvs langs E14 står det igjen enkelte løsmasserygger som elva ikke har erodert bort, og disse består i stor grad av sand og silt. En kan heller ikke se bort fra at det ligger igjen leiravsetninger i området da lokalbefolkningen hevder at det gikk et større leirras like øst for Meådal for ca. 100 år siden.
I et område tett inntil raset har det tidligere vært et sandtak hvor vegvesenet har hatt vedlikeholdproblemer pga erosjon/utvasking i nedbørsperioder hvor store mengder silt og finsand har blitt liggende i vegbanen.



Figur 4: Oversiktkart over raset

3. ÅRSAKEN TIL RASET

I dagene forut for raset hadde det kommet spesielt mye nedbør. I løpet av og rasdagen ble det målt 60mm nedbør på DMNI's målestasjon i Meråker, kfr. figur 3. Det tynne jordlaget/vegetasjonsdekket har vært helt vannmettet, og vannet har sannsynligvis rent på overflaten og etter hvert begynt å erodere sterkt i massene slik at større "flak" har løsnet. Det kan også hende at tidligere mindre og "ufarlige" bekker har tatt nytt løp i det området hvor raset startet.



Figur 6: Nedbørsoversikt for Meråker. Kilde DNMI

4. UTBEDRING/RASSIKRING

4.1 Midlertidig utbedring av E14

Utbedring av vegen ble igangsatt 9. aug. på morgenen etter at området på forhånd ble vurdert og funnet at det ikke var fare for nye ras. Åpning av vegen ble gitt høy prioritet da den er en viktig samferdselsåre og stenging medførte lang omkjøring for trafikken.

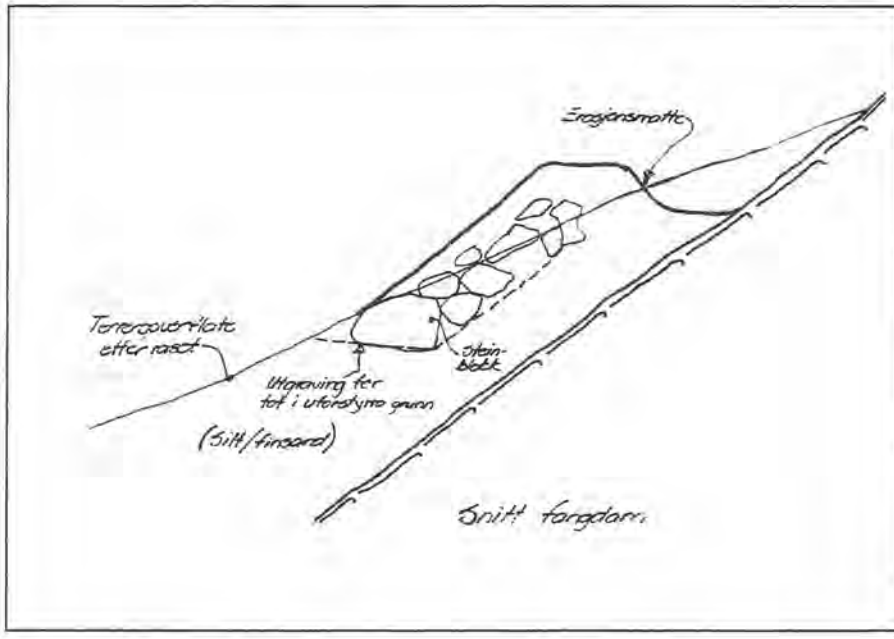
I løpet av to dager ble vegen rensket for rasmasser, og det ble foretatt midlertidige utbedringer slik at vegen kunne åpnes for trafikk. I løpet av disse dagene var 10 lastebiler, 3 gravemaskiner og 3 hjullastere i aktivitet. Ca. 10.000 m3 rasmasser ble gravd bort og kjørt til 7 forskjellige tipp-plasser i dalen. Noe mindre masse ble skyvd på elva i forståelse med Fylkesmannens miljøvernavdeling.



Figur 7: Foto utbedring E14

4.2 Permanent utbedring. Rassikring

Etter at vegen var åpnet, ble det igangsatt permanent sikring av skråningene i området. I den øvre delen av rasgropa var fjellet blottlagt, og faren for snø- og isras herfra ble regnet for å være stor. Det var derfor viktig å sørge for at snø- og isras ikke havnet ned på vegen. Mulige tiltak var imidlertid begrenset på grunn av vanskelig tilgjengelighet i den bratte og oppbløtte skråningen. Etablering av ei brei grøft på innsida av E14 ble vurdert som omfattende og kostbart da dette hadde medført at store deler av løsmassene i skråningen måtte graves ut.
Etter en vurdering på stedet hvor geolog, geotekniker og ikke minst anleggsfolk bidro, ble det bestemt at en skulle forsøke å bygge en fangvoll mot snø- og isras oppe i skråningen. Det lå igjen mye stor stein/blokk i overgangen mellom bart fjell og løsmasseryggen som en kunne benytte til bygging av fangvollen, kfr. figur 8.
På grunn av mye oppbløtte masser i overflaten og bratt terreng tok det bortimot 2 dager før gravemaskinen hadde kommet seg opp skråningen og kunne begynne å bygge fangvollen. I tillegg til stein/blokk som ble benyttet i foten av fangvollen, ble det brukt av de massene som kunne nås med gravemaskin i dette området, dvs. blandingsmasser med mye sand og silt. Vollen ble bygd med fall ut mot vestre rasrenne i skråningen, for at vann og snøslaps kunne ledes noenlunde kontrollert ned skråningen til et område hvor en hadde god plass på innsida av E14.
For å sikre at masser fra renna ikke kommer innpå vegen, ble det bygd en tørrmur av stein/blokk som raset førte med seg ned til vegen.
Bygging av fangvollen tok ca. ei uke, og det gikk med ca. 1000 liter diesel som måtte fraktes opp i skråningen med helikopter.



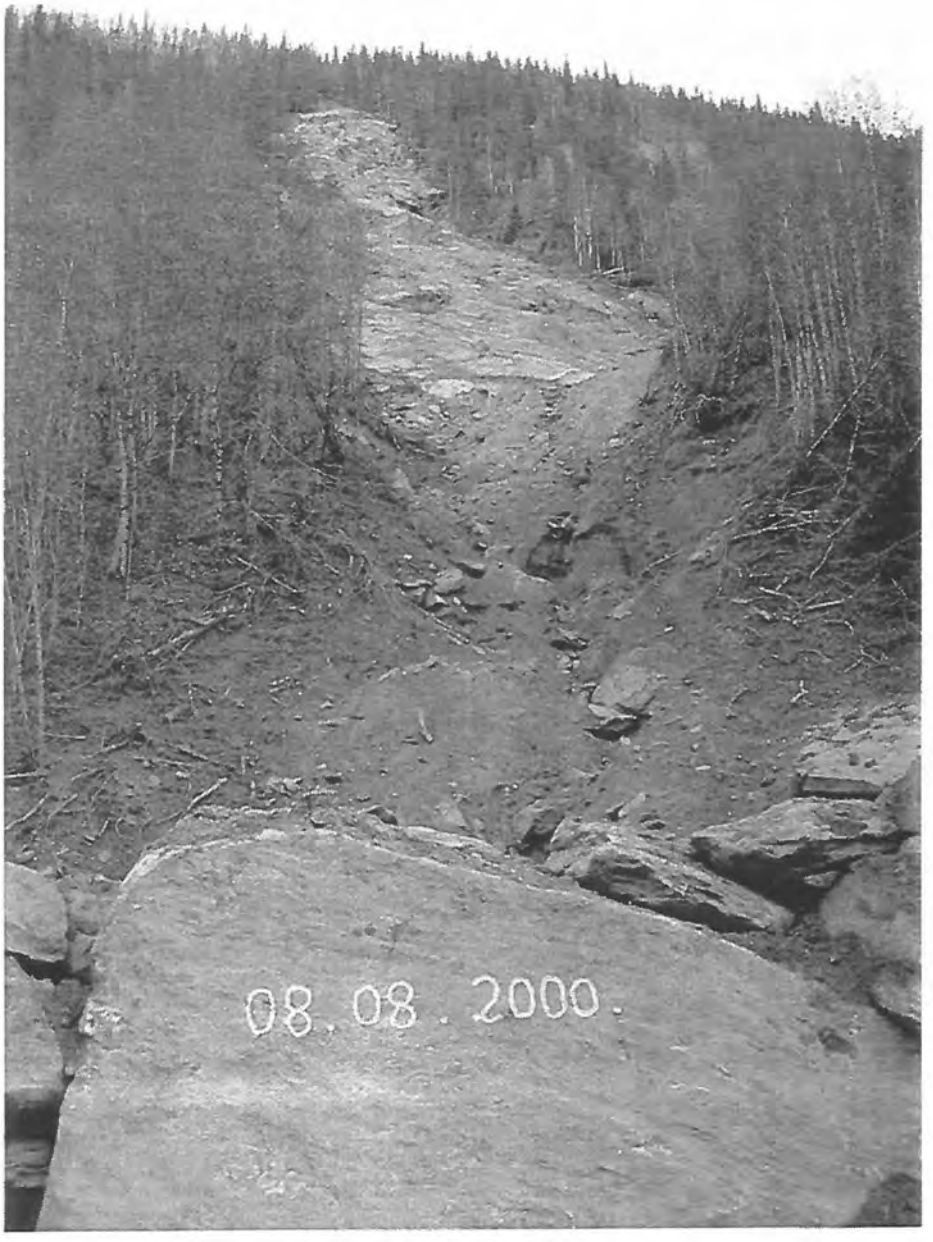
Figur 8: Tverrsnitt av fangvoll



Figur 9: Foto av fangvoll



Figur 10: Foto mur mot rasrenne



Figur 11: Foto oppover vestre rasrenne mot E14

4.3 Sikring av skråning i løsmasser

Etter raset ble skråningen liggende veldig utsatt til for erosjon i de finsandholdige massene. For å sikre skråningen ble det lagt ut en duk/matte bestående av halm (50%) og kokosfiber (50%) og tilsådd med grasfrø. Mattene ble rullet ut fra toppen og plugget fast i undergrunnen.
I ettertid viser det seg at dette har fungert bra. Skråningen har etter hvert blitt grønn, og det har ikke oppstått skader i skråningsoverflaten, kfr. figur 12.



Figur 12: Foto av tilsådd skråning ett år etter raset

4.4 Øvrige sikringsarbeider

Opprydding av steinmasser i elva ble utført av NVE.
Utbedring av jernbanefyllinga ble utført av jernbaneverket.

4.5 Kostnader utbedring og sikring

Totalt er det brukt ca. 1 mill. kr. til utbedring og sikring av området etter raset.

5. OPPFØLGING

Det er forventet at fangvollen vil bli sterkt påkjent ved stein- og snøras fra fjellsida. Det første året har vollen holdt bra, bare mindre blokk har løsnet oppe i fjellsida og blitt liggende mot fangvollen.
Det har vært noe erosjonsaktivitet i renna ned mot vegen, og dette har ført til at silt/finsand har blitt liggende mot tørrmuren og tettet stikkrenna gjennom vegen. Det har således vært nødvendig å fjerne disse massene ved jevne mellomrom, noe som også har vært forventet. Det antas at dette problemet reduseres etter hvert, da mye stein blir liggende igjen og stabiliserer renna.

For øvrig følges området opp jevnlig, og spesielt etter nedbørsperioder og is-/snøsmelting for å se til at sikringstiltakene fungerer som planlagt.



Figur 13: Oversikt rasområde etter utbedring

REFERANSER

DNMI, Klimaavdelingen: Nedbørsmålinger for Meråker

WEATHER INFLUENCE ON THE STABILITY AND FRACTURE DEVELOPMENT IN A QUICK CLAY DEPOSIT IN RØESGRENDA, VERDAL COUNTY.

Værforholdenes innflytelse på stabiliteten og bruddutviklingen i en kvikkleireskråning i Røesgrenda, Verdal kommune

Jan Otto Larsen	Researcher, Department of Geotechnical Engineering, NTNU (Sjefing. Statens vegvesen Nordland)
Takashi Okamoto	Researcher, Landslide Laboratory, Forestry and Forest Products Research Institute, Tsukuba, Japan
Lars Grande	Professor, Department of Geotechnical Engineering, NTNU

Summary

Pore water pressures are recorded at 14 piezometers at different locations and depths in the Roesgrenda quick clay deposit. A weather station gives continuously air temperature and precipitation, and meltwater sensor gives information about the infiltration of water by snow melting. Soil temperature sensors at two locations from surface to 1.5 m depth monitor the frost penetration in the ground. Slides have occurred seven times since 1995, and four times in the three years of investigation.

The temporal hydrological regime in the deposit is found to be relatively stable with a hydraulic pore water pressure close to 30 % of hydrostatic pressure through the quick clay situated from 10 to 30 m below the surface. The most essential weather influence on the pore water pressure in the clay layer is seasonal with increase in winter and decrease in spring. Snow cover seems to be the main contributor to the seasonal variation in water regime. There seems little or no influence from frost penetration on the pore water pressure.

Stability evaluations based on c - φ' effective stress related Mohr Coulomb strength give indications of high probability for shallow slides in the crust layer above the quick clay, and low probability for deep failure surfaces. Slides in March 2000 indicate a time dependent swelling process before slides occur. The stepwise development in movement close to the scarp can indicate development of micro cracks in the brittle quick clay, and macro cracks in the crust before failure.

Short-term influence from weather has been found to have negligible impact on stability of the quick clay deposit. Long term weather effects which influence the total ground water regime is however important for stability. Fracture development after initial failure is directly influenced by recharge from rain and melt water.

SAMMENDRAG

Porevannstrykket er målt ved 14 piezometere på forskjellige lokaliteter og dybder i Røesgrenda kvikkleireområde. En værstasjon er dessuten etablert for å måle luft-temperatur og nedbør. Inflitrasjon i grunnen fra snøsmelting blir registrert med en smeltevannsmåler. Videre blir frostdybden registrert med temperaturfølere på forskjellig dybde både i skråningen og inne på løsmasseavsetningen. Kvikkleireskred er registrert sju ganger siden 1995, og fire av disse tilfellene har forekommet i undersøkelsesperioden.

Det hydrologiske regime i kvikkleirelaget i løsmassene er etter fire års måleinger funnet å variere lite med tiden. Poretrykket ligger nær konstant på ca 30 % av hydrostatisk trykk med utgangspunkt i et grunnvannsnivå nær overflaten. Sesongvariasjoner i poretrykket er den eneste markerte porevannsfluktuasjon med tiden, og dette synes å kunne være direkte relatert til snødekkets inflydelse. Frostinntrengning ser ikke ut til å innfluere på poretrykket. I de elveavsatte grovkornige masser i topplaget har imidlertid værforholdene avgjørende betydning for poretrykksoppbygging, stablitiet og skredutvikling.

Stabilitetsvurderinger basert på c - φ` effektiv spennings Mohr Coulomb bruddmodell, indikerer stor sannsynlighet for skred i øvre del av avsetningen. Samme modell angir liten sannsynlighet for brudd på større dyp i kvikkleira. Skred i mars 2000 indikerer at det foregår en tidsavhengig svelleprosess i leire før skred utløses. Dette kan skyldes utvikling av initial brudd i den sprø kvikkleira, med påfølgende bruddutvikling i overflatelaget.

Kortvarige værforhold har blitt funnet ikke å ha noen vesentlig inflytelse på stabliteten i kvikkleireavsetningen. Langvarig værforhold relatert til klimaet vil imidlertid ha inflytelse på grunnvannsregimet, og følgelig også på stabliteten. Bruddutvikling etter initialbruddet blir direkt influert av vanninfiltrasjon fra regn og snøsmelting.

Introduction

The research project in Roesgrenda was started in 1997 as a joint venture project between Forestry and Forest Products Research Institute, FFPRI, in Tsukuba, Japan and University of Science and Technology, NTNU in Trondheim, Norway. Financial support has been through Norwegian Research Council, National Fund for Natural Disasters Assistance and Norwegian Water and Electricity Administration. Department of Geotechnical Engineering, NTNU, and FFPRI, Landslide Laboratory is responsible for the accomplishment of the project. Goal for the project is to contribute to a deeper understanding of the release mechanism in a quick clay deposit by focusing on the influence of weather on the pore water pressure and stability in a quick clay deposit by Kaldalsbekken in Roesgrenda, Verdal county in Mid-Norway (Fig.1).

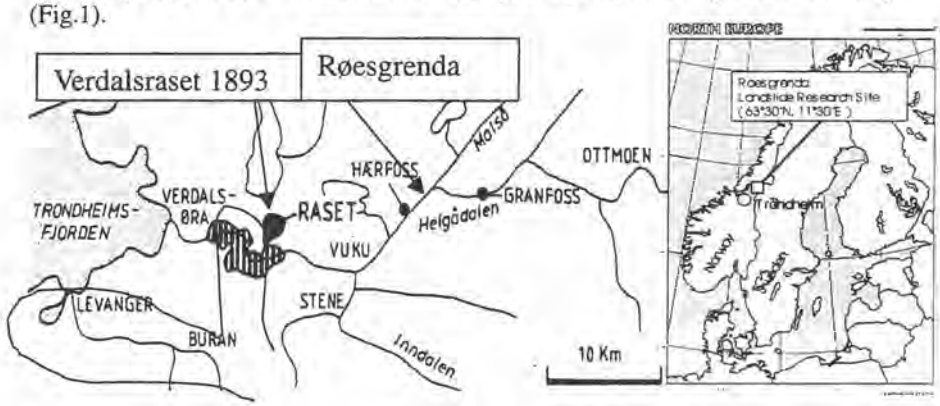


Fig. 1. Location of the Roesgrenda research area in Helgådalen. The catastrophic Verdal quick clay landslide in 1893 is sketched.

Analysis has earlier been reported in internal publications 97.31 - 4(Larsen and Okamoto 2001). The first publications in the project have been presented in England (Larsen et. al. 1999), in Japan (Okamoto et. al. 1999) and USA (Okamoto et. al. 2000).

Geology

The research site is located in Helgo valley where the soil is marine clays on moraine or bedrock, and covered with river deposited materials. A geological catastrophic situation where the river has broken through moraine deposits in the valley has two times lowered the erosion basis for the river, first from level 100-m a.s.l. to 80-m a. s. l. 2000 - 4000 years ago and finally a drop from 80-m a.s.l. to 50-m a.s.l. in September 1893 when the river changed position by braking through the moraine 500 m south of the site. Last event caused deep erosion in the marine clays in the valley bottom in a length of 6 km, and initiated series of slides in the unstable riverbeds. Hundred of acres of farmland were destroyed as the slides were eating into the river banks, and the slopes have gradually been stabilised partly due to natural development, partly due to embankment dams along the river which prevented further erosion. The slope in Kaldalsbekken in Roesgrenda is the last active slope where the

nature still is active in stabilising the slope by slides eating into the old river banks (Fig. 2). The former valley bottom is the surface of the deposit today where gravel and sand is dominating the clay material as a 10 m thick crust on the top of the quick clay (Fig. 3). The quick clay layer is 25 - 30 m thick, and is seamed with silt and sand layers. Most distinctive is the layer of sand and silt 20-m below the top of the scarp forming a shelf in the slope at 80-m a.s.l.



Fig. 2 Roesgrenda research site with high slide activity since 1995.

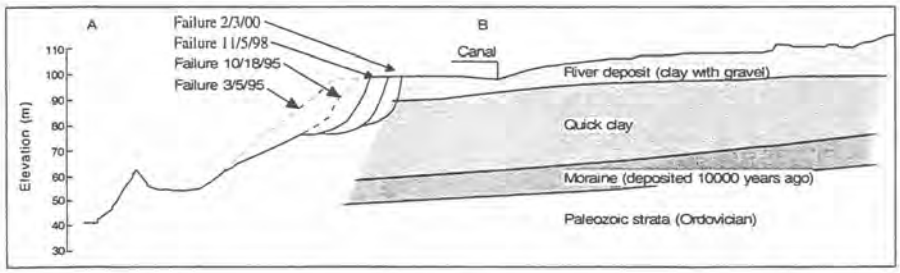


Fig. 3 General view of materials in Roesgrenda research site

Pockets of coarser material can be found in different parts of the deposit, and can be identified by resistivity measurements. Materials with different water content and salinity will easily be located as spectrum with different conductivity in the deposit (Fig. 4). From the measurement in figure 4 performed in north-south direction along the carp clay material is blue with high conductivity and coarser materials as gravel and sand are red to brown in colour, primarily found at the north end of the profile.

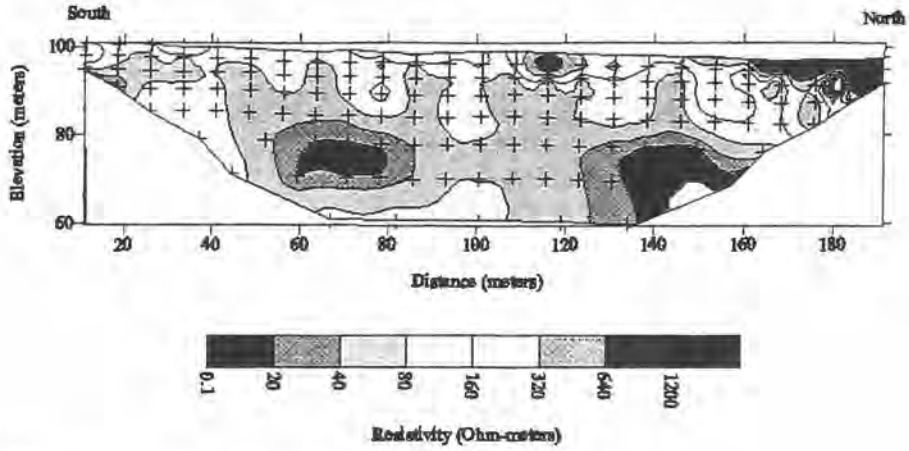


Fig. 4. Resisitivity profile north - south along the scarp

The deposit has major separation in layers, but the field survey of geophysical and total sounding measurements show a more complex structure throughout the deposit. A resume of essential parameters for slope stability analysis found by laboratory tests of different layers are (NGI 1995, NTNU 1999, Kristoffersen 1999 and Meinhard 2001) in Table 1:

Table 1: Material description for the clay in the deposit at three different main layers

	Density kg/m3	Wat.cont. %	Friction tan φ	Attraction a	Sensitivity S_t
0 - 10 m (90 - 100 m a. s. l.):	2.09	28.2	0.53	20	2- 26
10 - 20 m (80 - 90 m a.s.l.):	2.10	25.1	0.48 - 0.6	15 - 30	73 - 186
20 - 30 m (70 - 80 m a.s.l.):	2.10	25.5	0.48 - 0.6	20 - 30	14 - 211

Low sensitivity values and high strength parameters in the bottom layer are primarily found at the interfaces at 20 and 30 m depth in the deposit. In between the sensitivity S_t is found to be between 33 and 211, attraction 15 - 20 kPa and tan $\varphi = 0.48$ -0.50 Quick clay layers are identified by high sensitivity $S_t = S_u / S_r > 30$ and $S_r < 0.5$ kPa, where S_u is undrained shear strength and S_r remoulded shear strength.

Climate

Roesgrenda is located in an area with sub continental climate. The precipitation record from the meteorological station Skjaekerfossen (observation since 1906) located 8 km to the Northeast and 125 m a.s.l has 30 years average ("normal") at 1310 mm (DNMI 1949). The average snow depth in the month of March with deepest snow is 81 cm at this station. Yearly middle temperature is 3.5° C, and the average winter Period with daily middle temperature below 0° C is 140 days between November and April (NRC 1976).

To find the yearly middle precipitation at our research site in Roesgrenda we have compared our measurements with the meteorological station Skjaekerfossen. In the three years period precipitation has been measured at our weather station in Roesgrenda, we have recorded 54 %, 58 % and 63 % of the precipitation at the meteorological station (DNMI 2000). A reasonable average will predict 763-mm pr. year as "normal" for Roesgrenda research site at 100-m a.s.l.

Snow depth has also been correlated with the meteorological station Skjaekerfossen, and found to have an average in the month of March at 60 cm.

Instrumentation

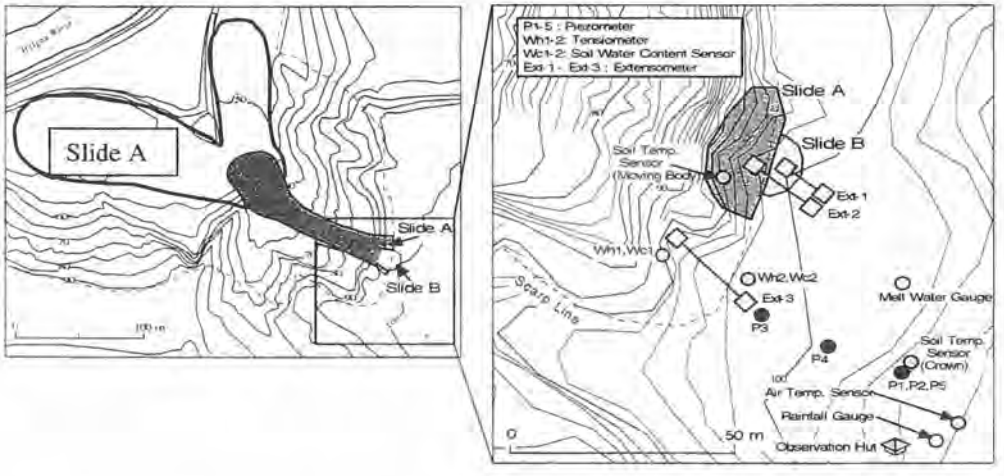


Fig. 5. Roesgrenda research area with slides in March 2000, and instrumentation.

Air temperature and precipitation are measured every 15 minutes at our weather station in Roesgrenda (Fig. 5 and 6). Melt water infiltration in the ground is also measured at the same rate as discharge from a 1-m² area of the ground surface by a melt water gauge. Snow depth and density are measured one to two times a month on inspection tours in the winter period. For control of the pore water pressure in the deposit we have piezometers at different locations on the top of the deposit (P1, P3 and P4, Fig. Added we have tensiometers where also suction can be recorded by the scarp (Wh2) and in a moving body underneath the scarp (Wh1). Soil water content sensors are at the same locations as the tensiometers (Wc2 and Wc 1).

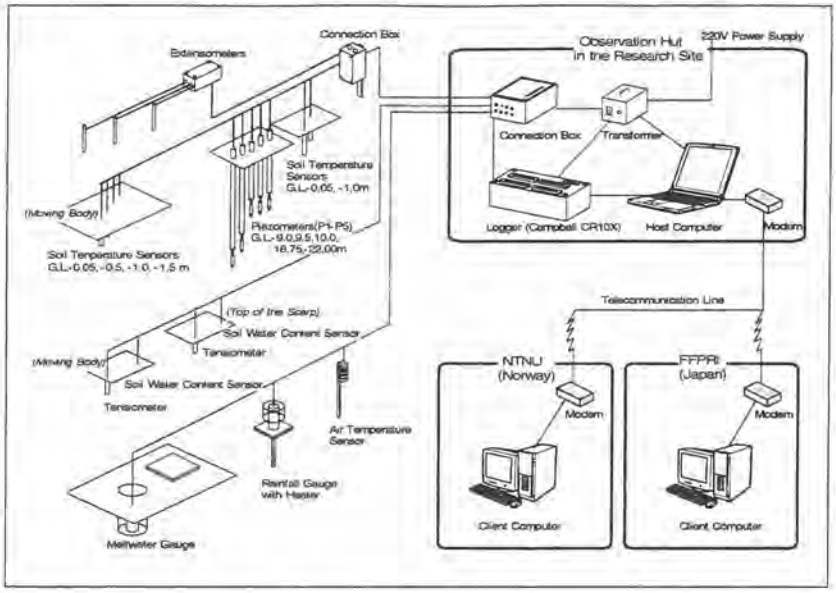


Fig. 6. Scheme for instruments and data transfer for Roesgrenda research project.

At the location of the piezometer P1, which is installed at 22-m depth 46 m from the scarp, we have another four piezometers at different depths between 9 and 32.5 m depth in the deposit. By piezometer P4, which is installed at 9.5-m depth 30 m from the scarp, we have added three instruments at 6, 12 and 18.7-m depths. The piezometer at location P3 is singular at 10-m depth 13 m from the scarp. Added we have one piezometer at 40-m depth north in the deposit.

In the slope we have installed four piezometers, two at a location toe 53 m.a.s.l. And two at location 66 ma.s.l.

Two tensiometers are set at 1.4 m (Wh1) and 1.0-m(Wh2) depth, and the soil water content sensors (Wc1 and Wc2) 0.6 m below the surface of the soil. To monitor the frost penetration into the ground four soil temperature sensors have been set at 0.05 m, 0.5 m, 1.0 m and 1.2 m depth in the steep scarp just below the top. Added two temperature sensors are installed at 0.05 m and 1.0 m by piezometer P1, 46 m from the scarp. Together with three extensometers, Ext 1-3, all instruments are connected to loggers in the observation hut where power supply directly from the local electric grid system. All instruments except some of the piezometers are logged every 15 minutes. By phone the data can be transferred from the loggers to the Department of Geotechnical Engineering, NTNU in Trondheim and Landslide Laboratory, FFPRI in Tsukuba, Japan (Fig. 6).

Slide activity

Six quick clay slides have been recorded since 1995, and numerous small slides have occurred from the top layer and surface of the quick clay. The volume of the quick clay slides vary from 1 000 m³ to 20 000 m³ and the biggest slides occurred:

1995 – 03 – 05: 20 000 m3
1995 – 10 – 18: 10 000 m3
1996 – 07 – 05: 10 000 m³

The last years slides with volumes between 1 000 m³ and 3 000 m³ have been typical:

1998 – 05 – 11: 1 000 m³
1998 – 08 – 11: 3 000 m³
2000 – 03 – 02: 2 000 m³



Fig. 7. Slide in March 1995 crossed the road and river



Fig. 8. Slides in 1996, 98 and 2000 have been caught by the plough formed dam

Fracture development

When the quick clay slide occurred March 2. 2000 the development against failure could be observed through a period of three months by extensometers (Fig. 9). The recorded movement of Ext-1 started already in November 1999. Then it intensified in December with an average movement of 0.2 mm/day. In January 2000 the movement accelerated to 0.7 mm/day, but slowed down to 0.5 mm/day through February. First in the last days before failure a new acceleration occurred. The developments were for both sensors stepwise with increasing extension velocities before failure (Fig 10).

As Extensometer Ext-2 showed failure March 2 at 12.15, a quick clay slide occurred the release of slide A (Fig. 5) had an impact on the structure in the material behind. As failure occurred March 2 at 12.15 Ext-1 had a peak of 7-mm pr. 15 minutes.

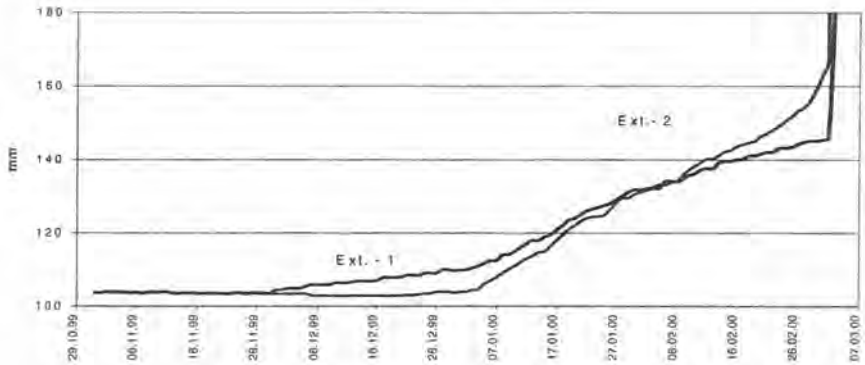


Fig. 9. Extension of wire-sensors Ext–1 and Ext–2 until slides occurred in March 00

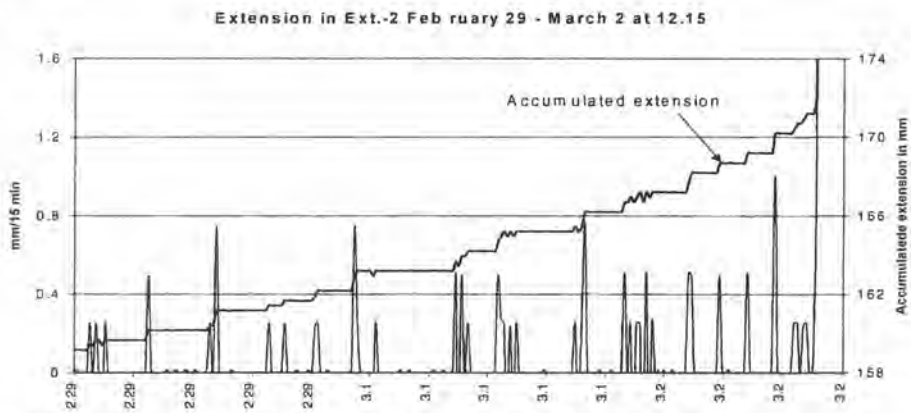


Fig. 10. Extension in Ext-2 before Slide A occurred March 2 at 12.15

Ground water regime

The ground water table vary between 0.2 m and 1.2 m below the ground surface measured 5 m behind the top of the scarp by sensor Wh 2 (Fig. 5). Pore water

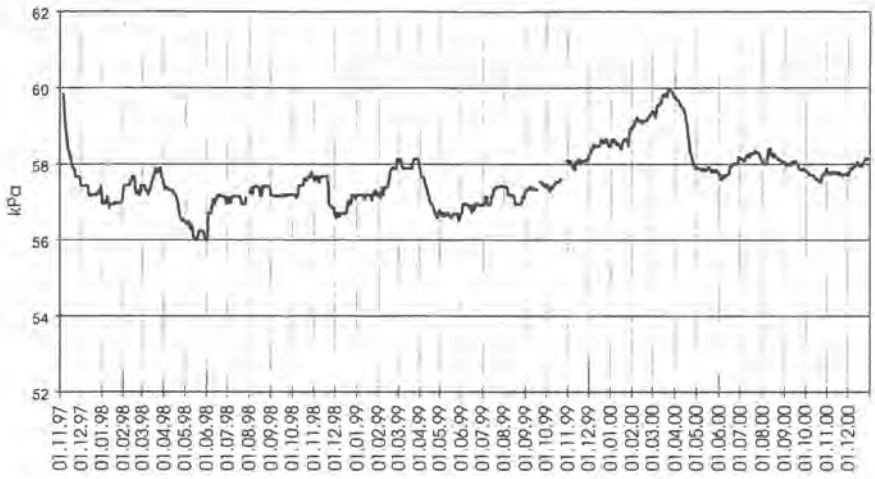


Fig.11. Seasonal variation in pore water pressure at 18.7 m depth in the quick clay

pressure in the deposit is temporary relatively stable, with only a few per cent variation during the registration period of four years. Most distinct are the seasonal variations with pore water increase in winter and decrease in the spring. Figure 11 with records of the piezometer located at 18.7-m depth 46 m from the scarp give an example of this seasonal variation in pressure.

A thorough investigation of the phenomena give the best correlation to the seasonal snow cover on the ground, and no or negligible correlation to frost penetration and potential blocking of drain channels.

As the ground water table is found close to the surface for the whole year we expected a hydrostatic pressure through the deposit behind the scarp. Investigations for piezometers at different depths at locations 30 m and 46 m from the scarp show hydraulic pressure close to 30 % of the hydrostatic pressure in the quick clay below 10 m depth, and as mentioned above this pressure is relatively stable with time (Fig. 12 and 13). Only in the surface layer down to 10 m the hydraulic pressure is closer to hydrostatic pressure. Pore water pressure in this layer also show more marked response to short term precipitation and snow melt infiltration.

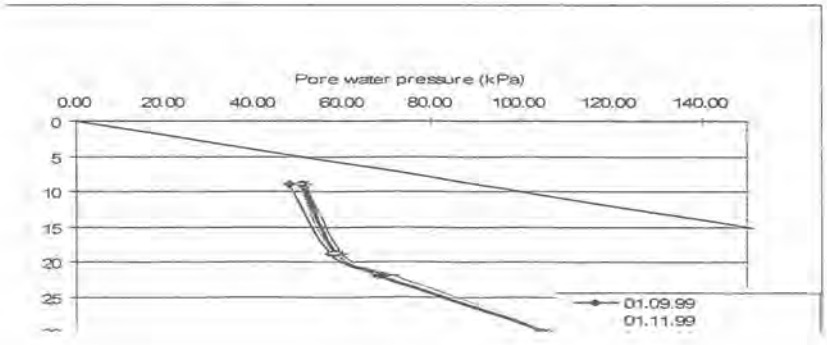


Fig. 12. Hydraulic pressure with depth at location 46 m from scarp has small temporal variation.

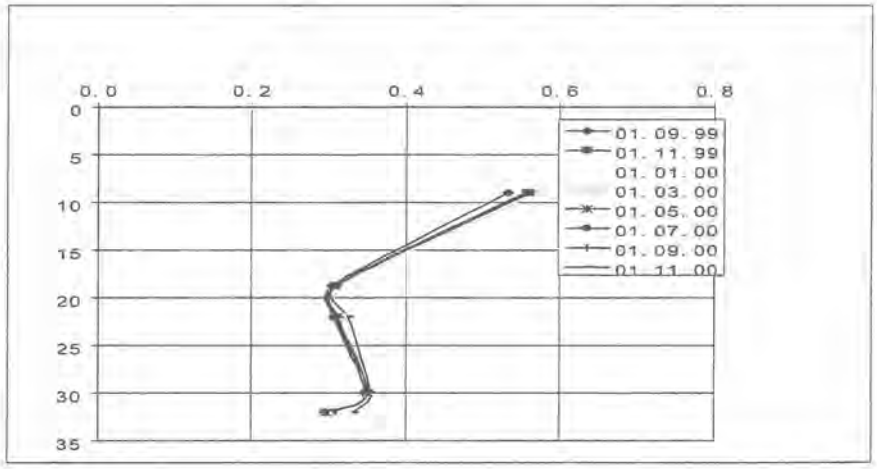


Fig. 13. Relation between measured pressure head and hydrostatic pressure with depth.

Stability evaluations

As the deposit is drained through the scarp and in the moraine layer underneath and the pore water pressure change mostly is long term effects stability analysis are

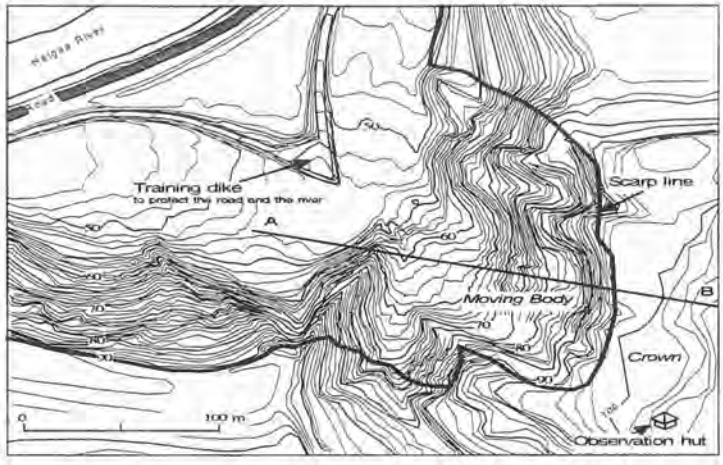


Fig. 14. Slope in Roesgrenda with critical profile line for stability evaluations.

performed on the effective stress basis. A critical profile used in the analysis is drawn through the area with deepest quick clay in the center of the exposed scarp (A - B in Fig. 14). Slides in this area will have the possibility to open a gate to the quick clay in the center of the deposit, and by retrogressive failure cause the worst slide scenario in the slope.

Pore water pressure in stability evaluations is based on the observed and measured ground water regime (Fig. 15). Ground water table (GW) is close to the surface. The 30-kPa isobar is found approximately at 12-m depth in distance 10 m from the scarp. The 50 kPa isobar is at upper interface of the quick clay, 9 m below surface in distance 50 m from top of the scarp, and at 12-m level 30 m from the scarp. 100-kPa isobar is found at 30-m depth at the same location.

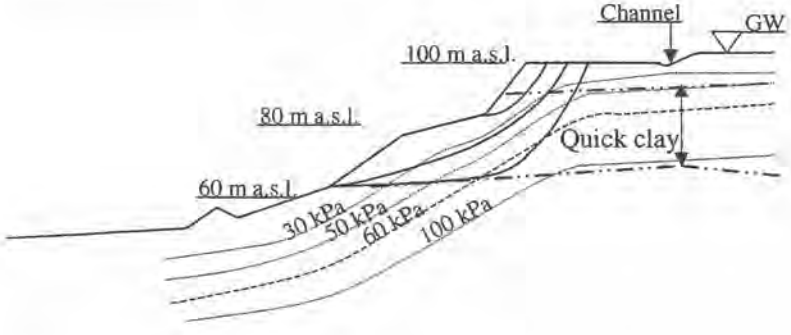


Fig. 15. Sketch of the pore water pressure isobars in the deposit

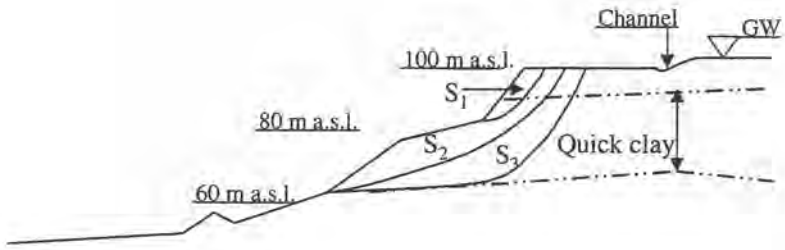


Fig. 16. Sketched profile of the middle section of the slope with three potential failure surfaces.

Stability analysis of three essential critical failure surfaces in the deposit (Fig. 16) are performed by Janbu's Direct method (Janbu 1954). In this method the stability is expressed by the factor of safety:

[1] $$F_{min} = (\tau_F / \tau)_{min} = N_{cf} \cdot a \cdot \tan \varphi' / p_d$$

F_{min} = minimum factor of safety found for the critical failure curve
τ_F = average shear strength along the critical failure curve
τ = average shear stress along the critical failure curve
a = attraction = c / tan φ', where c = cohesion and φ' = internal friction angle

[2] $$p_d = \rho \cdot g \cdot H$$

ρ = density
g = acceleration due to gravity
H = total height of the slope (Fig. 17)

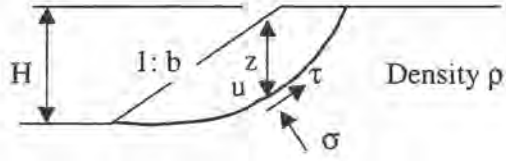


Fig. 17. Critical failure surface with symbols. (*u* is the pore water pressure in depth z).

N_{cf} = factor dependent on slope inclination, cohesion and pore pressure on critical failure surface (Found by diagrams based on slope inclination b and a parameter $\lambda_{c\varphi} = p_e/a$ (Janbu 1954)

[3] $$p_e = (1 - r_u)\, \rho \cdot g \cdot H$$

[4] $$r_u = u / \rho \cdot g \cdot z$$

Analysis of a critical failure surface with toe above 80-m a.s.l. (S_1, Fig.16) give a safety factor F = 0.84. In this analysis on a slope with inclination 45° and H = 17 m, ρ = 2.10 kg/m³, tan φ` = 53° and a = 20 kPa are used from laboratory tests. Representative r_u = 0.12.

Without pore water pressure ($u = r_u = 0$) the factor of safety is F = 0.95. This result is identical with the earlier calculations using Finite element program Plaxis by Kristoffersen (1999) and analysis done by Meinhard (2001). Radius of the critical failure surface was found to be R1 = 30 m in these analysis with safety factor F = 0.73 - 0.91. The only explanation why the slope can stay with this inclination is negative pore water pressure (suction).

Stability evaluation of the whole slope with toe at the interface between the quick clay and the moraine/clay at 63 m a.s.l. give a factor of safety F = 1.13. By using the lowest friction found by triaxial tests in the laboratory: tan φ` = 0.48, the factor of safety is found to be F = 1.03. Critical failure surface has a radius of 80 m.

Stability analysis performed by Kristoffersen (1999) where Finite element method Plaxis, Generalized Procedure of Slices (GPS), circular slice a - φ` method (Bishop 1954) and Janbu`s Direct method (1954) where used gave average stability factors F = 1.01 - 1.09 for this slope. In 1999 there were limited knowledge about the water regime in the deposit, and the pore pressure factor r_u = 0.17 was used together with tan φ` = 0.48 and a = 16 kPa. Radius of the critical failure surface was found to be 65 m.

Meinhard (2001) made stability analysis based on the c - φ` method and Janbu`s Direct method with tan φ` = 0.48 for quick clay and tan $\varphi$` = 0.53 for the surface layer. With attraction a = 20 kPa he found a factor of safety F = 1.09 in the c - φ` method. With $r_u$ = 0.0 - 0.3 the safety factor in Janbu`s Direct method is found to be F = 1.33 -1.03. Radius of the critical failure surface is: R_2 = 69.8 m.

Weather influence on stability

Most weather sensitive part of the slope is the surface layer. Water penetrates into the soil in precipitation and snow melting periods and increases the degree of saturation. This can be identified as the raise in pore water pressure of 12 % at 6-m depth in a rainstorm as mentioned earlier. The weather influence on the pore water pressure is reduced with depth, and in the quick clay below 10 m depth there is negligible short term impact with only few percent variation in pressure. At 30-m depth in the bottom of the quick clay where there is highest probability for a deep failure surfaces the total variation in pore water pressure is only between 2 % and 3 %

A total increase in pore water pressure of 12 % in the top layer will reduce the safety factor from F = 0.84 to F = 0.82 and give a further reduction in stability. Deeper in the deposit a pressure increase of 2 % - 3 % has no influence on the factor of safety as the effective stress have equivalent increase in stress as the pore water pressure. The monitored pore water pressure increase has therefore negligible influence on the stability. A long term variation of 4 % -7 % as observed for sensors at 12 and 18.7 m will change the factor of safety ΔF = 0.01 and have minor impact on the stability.

There is no indication that weather phenomena influence the initiating failures months before slides occur. The only obvious weather impact is on the progress of the fracture mechanism when started. As shown in figure 18 the rate of extension increase in periods with water infiltration in the ground which in January 2000 was caused by rain and melting snow. On the other hand the extension rate decrease when the water infiltration is decreased.

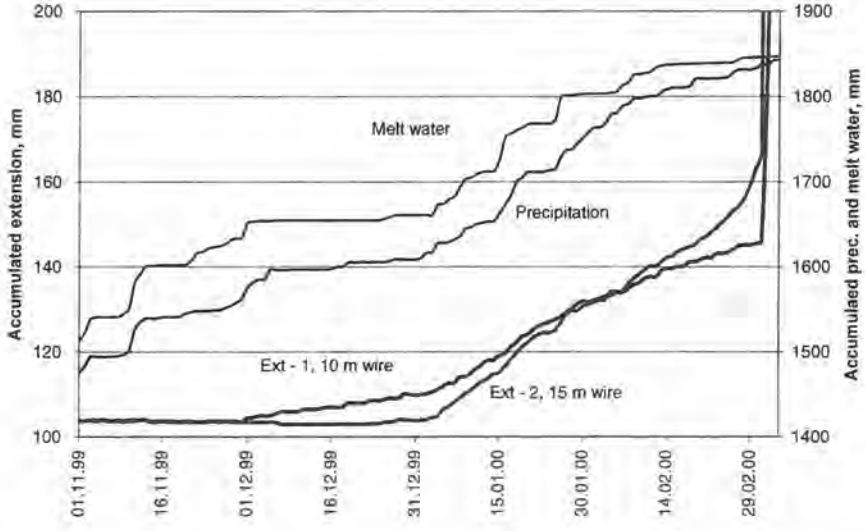


Fig. 18. Precipitation, melt water infiltration and extension in the wire extensometers.

The water influence on the deformation rate can be explained by increasing fracture development in the surface layer where hydraulic water pressure can contribute to the deformation.

Conclusions

Stability analysis shows low safety factors in the relatively permeable surface layer where suction control the stability. Rain storms and melt water infiltration can easily reduce the effect of suction in these layer and cause surface slides. Deeper in the deposit the factor of safety is F = 1.13 under the present water regime. There is negligible variation in the safety factor with short time weather phenomena, and only small impact from long term variation in pore water pressures. As a conclusion the weather has negligible short time influence on the stability of the quick clay slope.

Slides in the deposit are a consequence of long term development of fracture in the brittle quick clay. There is not found any weather-related process which start the failure development. The fracture development is therefore supposed to be material related. Water infiltration caused by rain and melt water has however an influence on the deformation rate after the initial fracture has occurred, and it seems like the sensitivity to water is increasing as the process develop against total failure.

References

Bjerrum, L. 1955. Stability of natural slopes in quick clay. European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm 1954, proceedings, Vol. 2, p. 16-40. Geotechnique, Vol. 5, No. 1, 1955, p. 101-119. Norwegian Geotechnical Institute, Publication 10, 1955.

Brøgger, W.C and Munster, T. 1893. Indberetning om skredet i Værdelen Naturen, 25 p.(In Norwegian).

Gregersen, O. and Karlsrud K. 1996. Ras Kaldalsbekken, Røesgrenda, Helgådalen. Grunnundersøkelser og stabilitetsvurderinger. Norwegian Geotechnical Institute, Report no. 950016-1, 13. July, 7 p.(In Norwegian).

Janbu, N. 1954. Stability analysis slopes with dimensionless parameters. Harvard Soil Mechanics Series, No. 46. 81 p. Cambridge. USA

Janbu, N. 1989. Slope failure due to rainfall and loss of suction. DeMello Volume 205-283. E. Blucher, LTDA, Sao Paulo, Brazil

Janbu, N. 1996. Slope stability evaluation in Engineering practice. Seventh International Symposium on Landslides, Trondheim 1996, Vol. 1, p 17- 34.

Kristoffersen, R. 1999. En undersøkelse av stabilitetsforholdene ved en kvikkleireskråning i Røesgrenda, Verdal (Investigations of the stability of a quick clay slope in Roesgrenda, Verdal). Norwegian Department of Geotechnical Engineering, Norwegian University of Science and Technology, Hovedoppgave. (In Norwegian).

Larsen, J. O. and Okamoto, T., 2001. Roesgrenda research project. Weather and pore water influence on stability of a quick clay deposit. Norwegian University of Science and Technology, Department of Geotechnical Engineering, Report 97.31-4 of January 25. 25 p.

Larsen, J. O., Grande, L., Matsuura, S., Asano, S., Okamoto, T. and Park, S. G. 1999. Slide activity in quick clay related to pore water pressure and weather parameters. 9.th International Conference and Field Trip on Landslides/Bristol/United Kingdom/ 5 - 16 September, Proceedings p. 81- 88.

Larsen, J. O., Okamoto, T. Grande, L., Matsuura, S. and Asano, S. 2001. Pore water pressure in a quick clay deposit related to weather parameters. (Unpublished).

Larsen, J. O., Okamoto, T. Grande, L., Matsuura, S. and Asano, S. 2001.Weather influence on slide activity in a quick clay deposit. (Unpublished)

Meinhard K. 2001. Stability analysis of the sliding area in Roesgrenda. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität, Wien. Diploma, 78 p.

Okamoto. T. Asano. S. Matsuura. S and Larsen. J. 1999. Monitoring of landslide movement in quick clay deposit area. Journal of Japan Landslide Society, Vol. 36 –2, p. 39-47.

Okamoto. T., Matsuura, S., Asano, S. Park, S. G. Larsen, J. O. and Grande, L. 2000. Monitoring of Slope Failure in a Quick Clay Landslide Area. American Geophysical Union meeting, 15-19 Dec/San Francisco/USA. Proceedings, 3 p.

Terzagi K. and Peck R. B. 1948. Soil Mechanics in Engineering Practice, New York/USA. Published by John Willey & Sons, Inc. or London, Publiched by Chapman & Hall, Ltd.

Walberg, Ø. 1993. Verdalsraset. Published in Verdalsboka (In Norwegian)

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

NORSK RAS- OG SKRED KOMPETANSE I UTLANDET

Norwegian expertise in landslides and avalanches abroad

Viseadm. direktør Oddvar Kjekstad
Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

Norge hevder seg i dag sterkt på det internasjonale markedet hva angår ras og skred kompetanse. Presentasjonen dekker to hovedområder: i) oppgaver knyttet til offshore utbygginger på dypt vann hvor sjøbunnsstabilitet er et viktig tema og ii) skredoppgaver i forbindelse med naturkatastrofer ved ekstrem nedbør og eller jordskjelv.

Innenfor offshoresektoren er det vist eksempler på typiske oppgave typer fra det Kaspiske hav og fra Gulf of Mexico. For oppgaver på land er det belyst eksempler på oppdrag etter flom og skredkatastrofen i Venezuela i Januar 1999, Orkanen Mitch i Mellom Amerika i 1998 og fra oppgaver knyttet til veiprosjekter i Sikkim i Himalya.

ABSTRACT

Norwegian expertise on submarine slides and landslides on land in steep terrain is frequently used for different projects around the world. NGI is undertaking projects for the oil industry in places like Caspian Sea, The Black Sea, Offshore West Africa and in Gulf of Mexico. The main focus on these projects is to assist on the identification of safe location of planned seabed installations.

Landslide disasters caused by heavy rain or earthquakes represent another area where Norwegian expertise is attractive. In development countries there is a lot to be done in preventive measures to mitigate the effect of future disasters. The presentation contains expemples of work carried out in Venezuela, Nicaragua and in the Himalayas.

INNLEDNING

Det er flere grunner til at Norge i dag hevder seg sterkt på det internasjonale markedet hva angår ras og skred kompetanse. De to viktigste grunnene er:

Den første er det grunnlaget som ble lagt i "pionertiden" i 1950 årene. Bjerrum, Kjærnsli, Janbu og Eide hadde alle ambisjoner om å være sentrale aktører internasjonalt. Det gjaldt publisering, deltagelse i internasjonale konferanser og løsning av komplekse oppgaver i utlandet. Eksempel på dette er den internasjonale geoteknikk konferansen som ble holdt i London i 1957 hvor det sies at nordmennene tok en ledene plass, kun fem år etter at Norge hadde fått organisert seg innenfor dette fagområdet. Det sier litt om deres ambisjoner.

Det andre forholdet er utfordringene som norsk natur gir oss geotekniker på hjemmebane. I så henseende er det geotekniske miljøet vårt i en særstilling. Vi har kvikkleirene å hanskes med, vi har snø, fjell- og steinskred langs store deler av kysten, og vi har marine avsetninger i fjordarmer og langs deler av sokkelen som krever svært grundige analyser for legging av rørledninger og plassering av andre installasjoner på sjøbunnen.

Denne presentasjonen er delt i to hoveddeler. Den første delen behandler typiske offshore oppgaver slik de fremstår i dag. Den andre delen omhandler pågående ras og skred oppgaver på land. Presentasjonen er ikke komplett med hensyn til hva som skjer i eksportmarkedet, prosjektene som er omtalt er bare utvalgte eksempler.

SJØBUNNS-STABILITET I FORBINDELSE MED OFFSHORE UTBYGGINGER

Typiske problemstillinger

Når oljeselskapene planlegger en feltutbygging, hvor det skal installeres ulike konstruksjoner på havbunnen blir spørsmålene til geoteknikerne ofte:

- Er sjøbunnen sikker med hensyn til mulig skredfare?
- Hvis nei, er det mulighet for å avklare områder som har tilstrekkelig god sikkerhet
- Kan en rørledningen eventuelt beskyttes mot undersjøiske skred ved at den graves ned, dekkes med grus, eller sikres på annen måte?
- Hvor lang er utløpsdistansen for et mulig skred og hvilke volumer av masse kan bli involvert?

Aktuelle geografiske områder

Utenfor norsk sokkel, er ovenfor nevnte problemstillinger meget aktuelle i områder som Det Kaspiske Hav, Svartehavet, dypvannsutbyggingene i Vest-Afrika, Gulf of Mexico og også Offshore Brazil. Dypvannsutbyggingene kjennetegnes ved at grunnforholdene er meget bløte. Sjøbunnshelningen kan variere mellom 5 – 15 grader.

Eksempel fra Kaspiske Hav

Oppgaven som NGI hadde her fra et av de internasjonale oljeselskapene var å bestemme hvor nær en skråningskant det var mulig å plassere de faste plattformene. Vanndybden hvor plattformene skulle installeres var 130 m, men ca. 200m utenfor plattformene startet sjøbunnen å helle mot dypere vann og sjøbunnskartene viste at det hadde vært betydelig ras aktiviteter i skråningen. Grunnlaget for studien var seismiske data, resultater fra grunnundersøkelser og data om jordskjelvsbelastning. Det 75 km^2 store området ble dekket av 6 profiler hvor det ble gjennomført stabilitetsanalyser. Typiske resultater fra denne studien er vist i tabellen nedenfor. Som det fremgår av tabellen, er profil 1 og 5 kritiske, og her vil en liten akselerasjon raskt mobilisere full skjærstyrke i jorden med stor risiko for stabilitetsproblemer.

Tabell 1: Resultater fra stabilitetsvurderinger

Profile No.	Maximum slope, θ_{max}	Long-term, drained safety factor	Undrained static safety factor, SF_{min}	Safe stand off distance from headwall scarp	Cut-off acceleration,
1	12.3°	> 2.1	1.35	-240 m	0.043 g
2	8.5°	> 3.1	2.05	-270 m	0.104 g
3	11.0°	> 2.3	2.97	-170 m	0.086 g
4	13.0°	> 2.0	1.88	position 2770 m	0.089 g
5	15.1°	> 1.7	1.16	-170 m	0.026 g
6	6.6°	> 4.0	1.99	-295 m	0.086 g

Eksempel fra Gulf of Mexico

For en feltutbygging i Gulf of Mexico hvor vanndybden er ca 1350 m var sjøbunns-stabiliteten en av de viktigste punktene som måtte avklares før det kunne gis grønt lys for utbyggingen. I et meget omfattende prosjekt som ble tildelt NGI, var oppgaven å etablere et "trafikklys"-kart med angivelse av følgende 3 soner:

Tabell 2: Områdekarakteresering

Rød:	Ikke egnet område for sjøbunns installasjoner
Gul :	Installasjoner kan være mulig, men betinget av supplerende undersøkelser
Grønn:	Områder vurdert til å være sikre

Planlagt område for selve installasjonene var i dette tilfellet flatt, men i en avstand av noen hundre meter fra installasjonene var det en skråning mot dypere vann som kunne være kritisk. Figur 1 viser et typisk jordprofil for det området som ble undersøkt. På grunn av kompleksiteten i oppgaven ble det gjennomført en probabilistisk stabilitetsanalyse i tillegg til de klassiske deterministiske modellene. En viktig avklaring ved den probabilistiske modelleringen var at den relative usikkerheten i udrenert skærstyrke var ganske høy i de øverste 100 m av jordprofilet. (Variasjonskoeffisenten CoV var her på 15-30 %, som er ganske høyt).

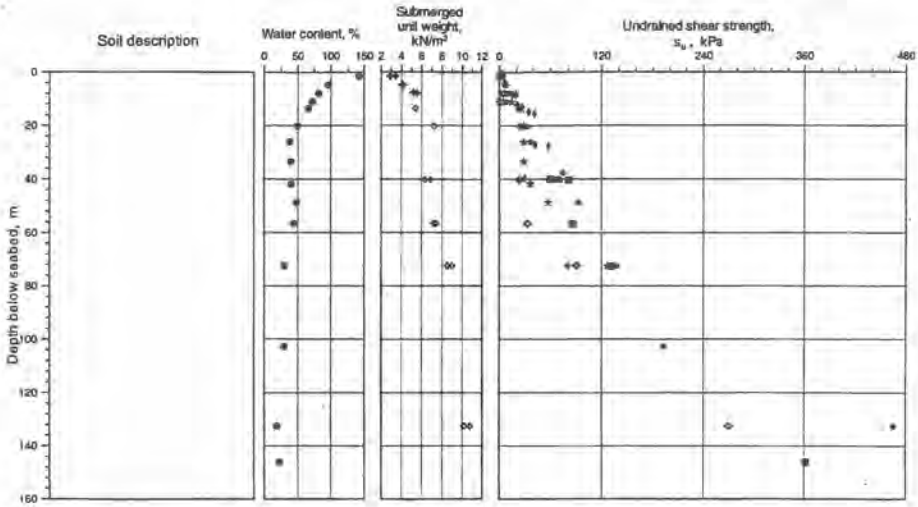


Fig 1: Typisk jordprofil fra GoM

Det ble også i dette tilfellet gjort en stabilitsanalyse ved endelig elementers metode (FEM). Figur 2 viser en modell hvor denne analysemetoden ble benyttet for å kvantifisere hvordan et ras kan forplante seg bakover etter at første utgliding har funnet sted.

Utviklingsoppgaver

Stabilitetsvurderinger av sjøbunnen på dypvannsområder har stor oppmerksomhet i offshore miljøet for tiden. Her deltar NTNU miljøet og Sintef i tillegg til NGI. Det satses for tiden betydelige forskningsmidler på dette feltet, og en betydelig del av den internasjonale forskningen forgår i eller har medvirkning fra norske miljøer. Det er to hovedoppgaver som står sentralt i) bedre forståelse av utløsningsmekanismer og ii) karakterisering av materialegenskapene til prøver som taes opp på vanndybder større enn 1000 m. Prøveforstyrrelse og hvordan materialene repareres før testing i laboratoriet er et sentralt tema. Et annet trekk ved denne type oppgaver er behovet for tverrfaglighet. Erfaring viser at de beste resultater oppnåes i et tett samarbeid mellom geoteknikere, geologer, geofysikere som har erfaring med å tolke seismikk.

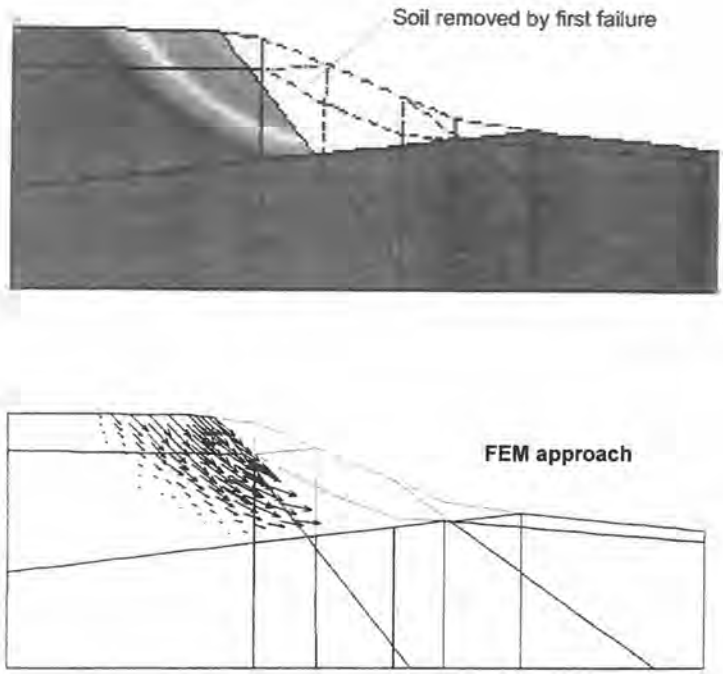


Fig 2: Retrogressive bruddmekanismer analysert med endelig elementers metode

RAS OG SKRED PÅ LAND

Naturkatastrofer, noen typiske problemstillinger

- I oktober 1998 ble Sentral Amerika rammet av orkanen Mitch som fikk katastrofale følger. I deler av Honduras og Nicaragua kom det mer enn 1600 mm nedbør i løpet av 4 dager. Stormen førte til tusener av jordskred, mellom 10 000 og 15 000 mennesker er rapport å ha blitt drept. Det økonomiske tapet er blitt estimert til 5 billioner USD. Fig 3 viser det største skredet som fant sted ved vulkanen Casita i Nicaragua.



Fig 3: Mitch generert fjell og jordskred ved Casita vulkanen i Nicaragua hvor to landbyer med 2000 menskesker ble utslettet (foto NGI)



Fig 4: Flom og skredskader langs elven Mamo i Venezuela (foto NGI)

- I desember 1999 ble Venezuela rammet av en lignende katastrofe. I nordlige del av landet, i Vargas regionen, var nedbøren på to dager 200 % høyere enn summen av nedbøren for et normal år. Konsekvensen av dette var enorme skred og flomskader, med tusener av menneskeliv tapt og det ble behov for permanent flytting av bosteder til mer enn 150 000 mennesker. Fig 4 viser et bild fra typiske skader i Venezuela.

- I januar og i februar i år ble El Salvador rammet av 2 jordskjelv på henholdsvis magnitude 7,6 og 6,5 på Richter's skala. Det første jordskjelvet førte til et jordskred i forstaden Las Colinas like utenfor hovedstaden hvor 800 menneskeliv gikk tapt (Fig 5) . Det andre jordskjelvet hadde episenteret noe utenfor tettbebyggelsen, men materielle skader var store. Over et område på 2.5 km^2 er det registret mer enn tusen jordskred som følge av jordskjelvet i februar.



Fig 5: Jordskredet ved Las Colinas i El Salvador, hvor 800 mennesker mistet livet 17 januar 2001 (foto MARN)

Ved alle slike naturkatastrofer som det er referert til ovenfor, er det den fattige delen av befolkningen som rammes hardest, og konsekvensene for landenes økonomiske situasjon er også kritisk. Hjelp fra det internasjonale samfunnet fungerer på to plan: i) gjennoppbygging og reprasjon av skader og ii) gjennomføring av forebyggende tiltak for å forhindre omfanget av nye naturkatastrofer. Finansiell hjelp til disse oppgavene kommer fra Utviklingsbankene, spesielt Verdensbanken og Den Inter-Amerikanske Utviklingsbanken, FN, EU og også i stor grad direkte bilaterale støtte fra de ulike nasjonene.

Forebyggende tiltak for redusere skadevirkningene og omfanget av fremtidige naturkatastrofer er i dag sterkt i fokus. Basert på en global undersøkelse har World Watch Instituttet nylig gått ut med en uttalelse som sier at: "hver USD brukt på forebyggende tiltak er syv dollar spart på gjenoppbyggingstiltak etter at skaden har skjedd". Når det gjelder forebyggende tiltak er utfordringene for oss geoteknikere:

- Identifisere områder som har høy risiko for skred
- Bidra til å redusere risiko nivået ved ulike tiltak
- Assistere for overføring av kompetanse til nasjonale enheter i land som har stor skredfare

ANTALL JORDSKRED KAN FORVENTES Å ØKE I ÅRENE FREMOVER

Statistikk som er utarbeidet ved CRED (International Disaster Database i Belgia) viser at vi i gjennomsnitt har ca 25 store jordskred ulykker pr år på verdensbasis gjennom de siste 5 årene. Tap av menneskeliv ligger på 1000 – 1500 pr år .

Alle indikasjoner er at antall jordskred vil øke i årene fremover. Det er 3 hovedgrunner til dette:

- Avskogingen og eksponering av erosjon- og skredutsatte skråninger skjer med et hurtig tempo i svært mange utviklingsland.
- Urbanisering gjør at skredutsatt grunn tas i bruk til bebyggelse i langt større grad enn før.
- Mønsteret for nedbørsforløpet og typiske retninger på orkaner er i forandring til det verre med tanke på jord og fjellskred.

Hva angår avskoging, viser nyere tall fra FN's Earth Watch Institute at i perioden 1990 til 1995 tilsvarte avskogingen på verdensbasis at landarealer lik 33 fotballbaner ble avskoget pr. minutt. Dette tilsvarer 112 600 km^2 pr år. Urbaniseringen er betydelig, ikke minst i utviklingsland. En rapport utarbeidet i Storbritannia estimerer at innen år 2006 vil mer enn halve jordens befolkning leve i byområder. Hva angår nedbør, viser erfaringene gjennom de siste par årene at regulariteten i regntid periodene er i forandring. En ny forskningsrapport fra NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) i USA viser at hyppigheten av orkaner som blir generert i Atlanterhavet, og som normalt har kurs mot Sentral Amerika, kan forventes å øke i årene fremover. Dette skyldes registrerte endringer som er gjort i temperaturen på overflatevannet i Atlanterhavet.

Eksempel: Prosjekt i Venezuela

Som en del av forebyggende tiltak etter den tidligere omtalte naturkatastofen i Venezuela desember 1999, fikk NGI i oppdrag å planlegge og detaljere sikringsarbeider i Mamo vassdraget for å forhindre store skadevirkninger ved ny kritiske nedbør. Oppgaven omfattet følgende elementer:

- Fastlegge nedbørssituasjon som kan defineres som en 100 års situasjon
- Indentifisere hvor mye skredmasse som vil komme ned i dalen i 100 års situasjonen
- Prosjektere en fangdam hvor skredmasser kan akkumuleres slik at massene ikke flyter nedover i dalføret.
- Planlegge elveforbygningsarbeider nedstrøms for fangdammen

Figur 6 illustrerer skissert plan for fangdammen og elveforbyggningen. Oppgaven ble finansiert av Utenriksdepartementet og Statoil Venezuela. For deler av arbeidet var NORPLAN underkonsulent til NGI. EU bevilget i 2001 en sum på 35 mill Euro for gjennomføring av sirkingsarbeider i regionen. Det er i alt 5 dalfører som er kritiske, hvorav Mamo vassdraget er et av dem. Det er også ventet at Verdensbanken og Den

Inter- Amerikanske Utviklingsbanken vil bidra med midler til byggearbeidene. Avklaring på om Mama vassdraget med den norske planen skal få prioritet, skjer for tiden hos Miljøvern Ministeriet i Venezuela.

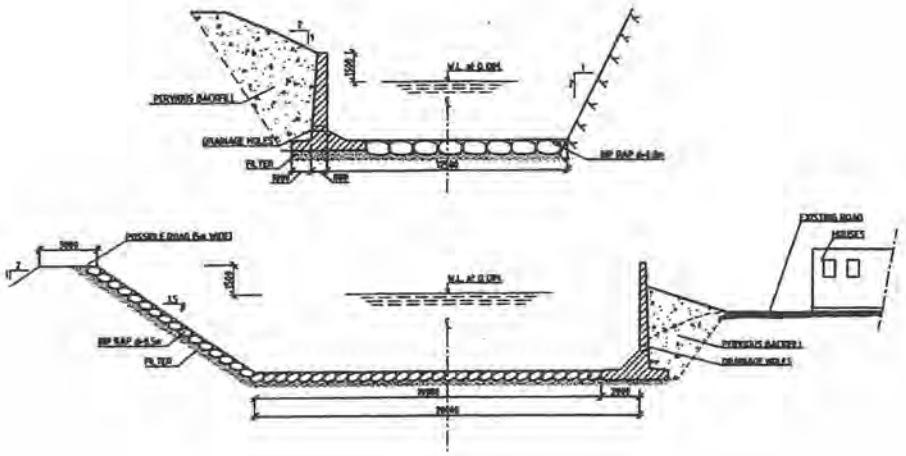


Fig 6: Planlagte sikringsarbeider i Mamo vassdraget i Venezuela

Eksempel: Prosjekt i Nicaragua

Kort tid etter orkanen Mitch fikk NGI forespørsel fra det lokale instituttet INETER om å bistå med skredkompetanse. Det tok litt tid å få et prosjektsamarbeid finansiert, men våren 2001 falt dette på plass. Et 1½ års prosjekt er nå i gang med følgende hovedelementer:

- Klargjøre mekanismene og årsakssammenhengene til store fjell og jordskred (lahars) i de bratte vulkanskråningene
- Installere helautomatiske nedbørsstasjoner som et pilotprosjekt for å kunne bygge opp et varslingssystem basert på terskelverdier for nedbør som kan utløse skred
- Bidra til kompetanseoppbygging hos den lokal samarbeidsinstitusjonen innenfor skred

Figur 7 viser en illustrasjon av hvordan data for nedbør og andre meteorologiske data tas ned via satellitt. Slik det er lagt opp til, tas dataene inn til et senter i Mangua, men det er også mulig via internett å ha full innsikt fra for eksempel et kontor i Oslo. Systemet er i operasjon fra november 2001. Oppbygging av en erfaringsdata base for

kritiske nedbørsforhold som kan utløse skred vil ta mange år, men representerer utvikling av et meget interessant verktøy. Eksempelvis har Hong Kong hatt i bruk et slikt varslingssystem i mange år og lignende verktøyet er for eksempel benyttet i områdene rundt San Francisco. Figur 8 viser hvordan Hong Kong har bygget opp sin erfaringsdatabase for skredrisiko hvor parameterene er times nedbør og akkumulert døgn nedbør.

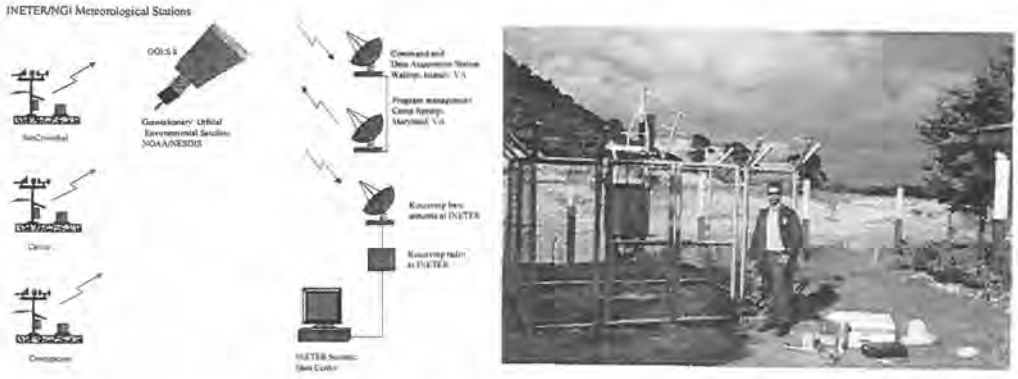


Fig 7: Dataoverføring ved nedbørstasjonene som NGI har installert i Nicaragua

Eksempel: Prosjekt i Himalaya

Monsunperioden er meget kritisk i Himalya og fører til mye ras med hyppig stengning av hovedveier. Det er ikke noe etablert praksis i dette området av verden å gjennomføre forebyggende tiltak. Som en del av et NORAD finansiert prosjekt, har NGI hatt et 2 års engasjement for å bistå med sikringsarbeider. Disse har bestått i typiske tiltak slik vi gjør det i Norge: avledning av vann, bruk av gabioner, sikring med bolter og nett og i noen kritiske tilfeller utarbeidelse av planer og kostnader for å legge kritiske veistrekninger i tunnel. Figur 9 viser en typisk situasjonsbilde fra Sikkim området i monsunperioden

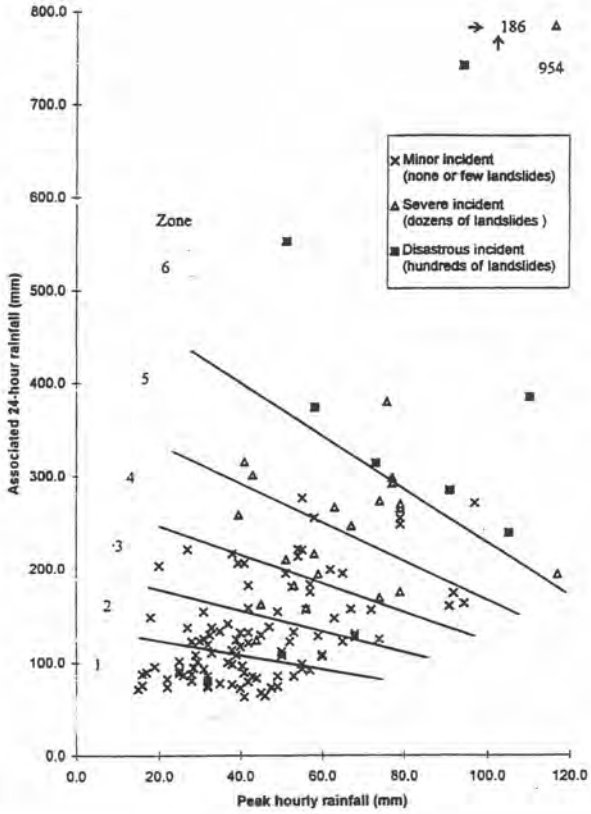


Fig 8: Skred risiko som funksjon av nedbør i Hong Kong



Fig 9: Eksempel på monsun generert skred Sikkim, Himalaya (foto NGI)

KONKLUSJON

Utfordringene er store og svært mange når det gjelder skred kompetanse i det internasjonale markedet.

Oppgavene som er knyttet til undersjøiske skred, setter meget høye krav til material forståelse, analytiske regneverktøy og geoteknikernes evne å arbeide i et tverrfaglig miljø. Vi har god mulighet for å holde et ledende posisjon her. Utfordringene vi har med utbygging av Ormen Lange gir oss fordeler, og positiv holdning hos våre nasjonale oljeselskap til videreutvikling av teknologi gjør at vi har grunn til å være optimister i så henseende.

Skredoppgaver som følger av naturkatastrofer ved ekstrem nedbør og jordskjelv har vi også de beste forutsetningene for å ta aktiv del i. Her består oppgavene oftest i å identifisere risiko områder for skred, gjennomføre tiltak for å redusere risiko og ta del i en lokal kompetanseoppbygging. For denne type oppgaver er det normalt mindre behov for de avanserte regneverktøyene. Erfaring og empiriske relasjoner betyr ofte mer. Norske geoteknikere har betydelig erfaring i skredkartlegging, praktisk rådgivning for areal planlegging, gjennomføring av fysiske tiltak som for eksempel bruk av ledevoller og aktiv medvirkning i formulering av bygningskoder og veiledere som har basis i risiko for skred. En del av de jordartene vi møter i det internasjonale markedet er til tider noe forskjellige fra de vi kjenner hjemmefra, men ikke verre enn at vi klarer det.

En hovedkonklusjon er at norsk skredkompetanse er aktivt brukt i det internasjonale markedet. Vi har et godt grunnlag hjemmefra og ved aktivt samspill og fortrinnsvis samarbeid mellom flere miljøer i Norge burde vi kunne øke eksportvolumet betydelig innenfor denne sektoren.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

MIDDEL MARSYANGDI HYDROELECTRIC PROJECT, NEPAL
Dyputgraving for fundamentering av betongdam og kraftstasjon

Middle Marsyangdi Hydroelectric Project, Nepal
Deep excavations for foundation of a concrete dam and a powerhouse

Tekn. Dr. Roger Olsson, Statkraft Grøner AS[1], Lysaker/Fichtner JV, Kathmandu, Nepal

SAMMENDRAG

I ovenstående prosjekt var en av oppgavene å prosjektere dype utgravinger i både løsmasser og berg. På en side av dammen skal en ca 60 m høy bergskjæring sprenges ut i en lagdelt kvartsitt der lagdelingen heller ca 20° ut mot skjæringen og hvor friksjonsvinkelen på planene er lav.

På andre siden skal det utføres en ennå dypere utgraving. Her skal de øvre ca 60 m av utgravningen foretas i løsmasser mens de nedre 20-30 m består av kvartsitt, dvs en total gravedybde på ca 80-90 m..

Cirka 5 km nedstrøms damområdet ligger kraftstasjonsområdet der stasjonen skal bli fundamentert dypt ned i løsmassene. Utgravingen vil hovedsakelig bli i alluvium materiale med et høyt grunnvannsnivå. Utgravingen vil på det dypeste partiet bli ca 60 m.

SUMMARY

In the above mentioned project are one of the items to design deep excavations in both soil and rock. At the headworks area, a 60 m high rock excavation shall be blasted in a layered quartzite where the layers are dipping around 20° against the excavation and where the friction angles at the planes are low.

On the other side of the excavation a deeper excavation will take place in both soil and rock. The upper 60 m of the excavation will be in soil and the lower 20-30 m in a quartzite, i.e. the total excavation depth will be up to 90 m.

Around 5 km downstream the headworks area, the powerhouse area will be situated where the power station shall be founded deep down in the soil. The excavation will mainly be alluvium with a high groundwater level. The excavation will at the deepest part be around 60 m.

---

[1] Nå Scandiaconsult AS, Oslo

1. INNLEDNING

Mellom India og Tibet ligger kongedømmet Nepal med ca 23 millioner innbyggere. Landet har et areal på ca 141.000 km^2, hvilket er ca 45 % av Norges areal. Cirka 47 % av befolkningen bor i lavlandet Terai nær India, mens ca 6 % bor i Kathmandu-dalen der hovedstaden Kathmandu ligger. Omtrent 85 % av befolkningen er hinduer og ca 10 % buddhister.

Nepal har et enormt potensial for vannkraft, men bare ca 400 MW av ca 83.000 MW er utbygd. Dette medfører at bare ca 15 % av befolkningen har elektrisitet, og hvor de fleste bor i Kathmandu-dalen.

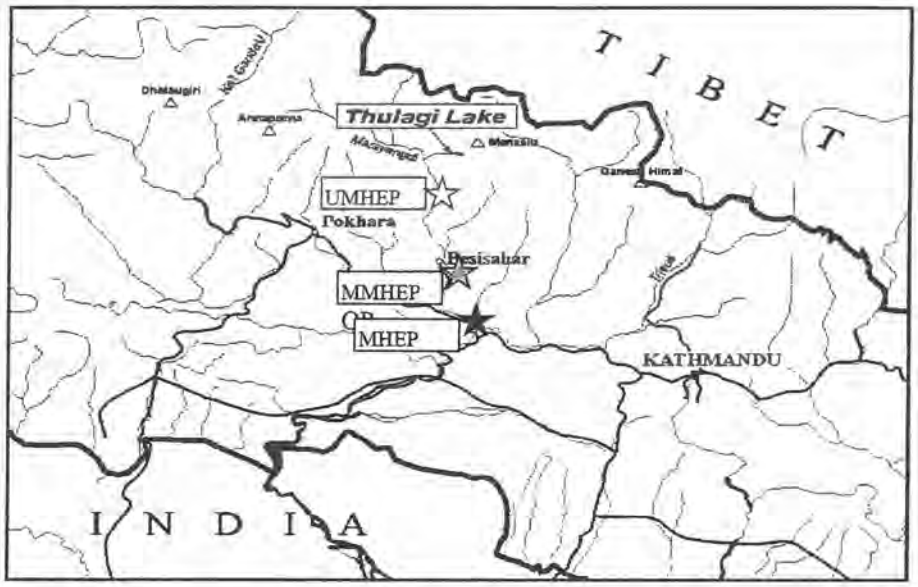
Middle Marsyangdi Hydroelectric Project (MMHEP) er allerede underveis. Prosjektet er finansiert av KfW i Tyskland og NEA i Nepal og kommer til å ha en kapasitet på omkring 70 MW ved full drift. Bygg- og anleggskontrakten gikk til et Joint Venture bestående av Dywidag (Tyskland), Dragados (Portugal) og CWE (Kina) og skal stå ferdig 2004. Detaljprosjekteringen pågår under første delen av anleggstiden, men skal snart være klar.

2. MIDDLE MARSYANGDY HYDROELECTRIC PROJECT (MMHEP)

Middle Marsyangdy er et mindre så kalt "short-cut" kraftverksanlegg, der en demmer opp elven på et sted og slipper ut vannet noen kilometer nedstrøms elven. I 1994 begynte Nepal Electricity Authority (NEA) sine første utredninger vedrørende MMHEP. Deretter har Lamayer International utført forskjellige forstudier og i 1999 fikk rådgiver gruppen Fichtner Joint Venture kontrakten for å utarbeide anbudsdokumenter og detaljprosjektering samt utføre oppfølging under byggetiden. Fichtner JV består av Fichtner (Stuttgart), Statkraft Grøner (Lysaker), og Consulting Engineers Saltzgitter (Saltzgitter).

2.1 Lokalisering

Prosjekt området ligger nær fjellområdet Annapurna i Lamjung distriktet, cirka 150 km vest-nord-vest for Kathmandu. Marsyangi floden er hovedelven i Sapt Gadaki systemet som drenerer det vestre utviklings området av Nepal. Cirka 35 km nedstrøms MMHEP finnes det i dag et opererende vannkraftverk, Lower Marsyangdi (MHEP) og oppstrøms er ennå et under planlegging, Upper Marsyangdi (UMHEP), se Figur 1.



Figur 1. Figuren viser lokaliseringen av de tre vannkraftverkene langs Marsyangdi elven. Nederst ligger Lower Marsyangdi (MHEP) som er i drift, siden kommer Middle Marsyangdi (MMHEP) som er under bygging og øverst Upper Marsyangdi (UMHEP) som er under planlegging [1].

2.2 Anlegget

Anlegget består i hovedsak av et dam område, ca 5.6 km vannvei og et kraftstasjonsområde.

I grove trekk vil anlegget inkludere følgende deler:

- Inntaksdam i betong, ca 40 m høy
- Tre ca 120 m lange berghaller for avsanding av vannet
- En ca 5,2 km lang krafttunnel
- Svingesjakt og ventilkammere i berg
- Penstock som vil bestå av et stålrør, som delvis vil bli lagd i bergtunnel og delvis gravd ned i løsmasser
- Kraftsstasjon delvis nedgravd i løsmasser, som skal inneholde to turbiner
- Tailrace kanal i løsmasser

I ***dam området*** skal det være en ca 45 m høy inntaksdam i betong med tre luker. Det skal bygges en ca 20 m høy fyllingsdam og tre ca 120 m lange berghaller med arrangement for å fjerne sanden i vannet. For fundamentering av betongdammen må det utføres omfattende utgraving og sprengning.

Etter hallene ledes vannet i en ca 5.2 km lang hesteskoformet ***fjelltunnel***. Tunnelen vil bli fullt utstøpt og ha en innvendig diameter på ca 5,4 m. Tunnelen kommer til og drives fra tre eller fire adkomst tunneler. Utover disse tre eller fire kommer ytterligere tre adkomst tunneler til og sprenges ut. Total vil det bli ca 5 km med adkomst tunneler i prosjektet.

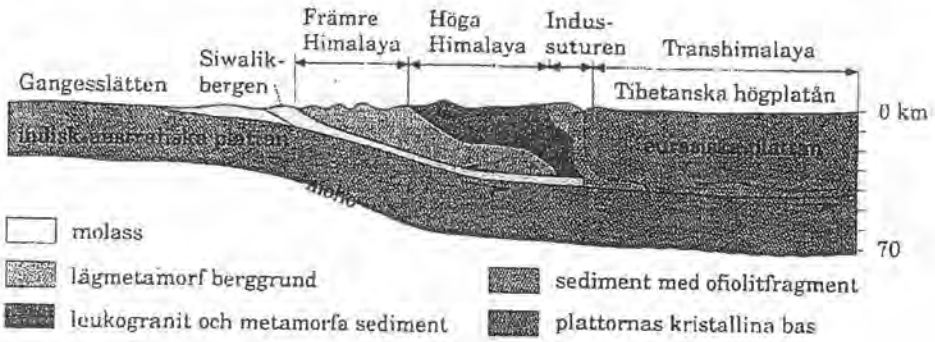
Krafttunnelen ender opp i en svingesjakt som vil bli utsprengt som en stående sylinder med diameter ca 20 m og høyde ca 40 m. Tett inntil svingesjakten følger ventilkammeret. Begge disse anleggene vil bli sprengt ut i en lagdelt og oppsprukken fylittkvartsitt.

Etter ventilkammeret skal det monteres en ca 400 m lang penstock i stål med diameter ca 4,6 m. Første delen av denne vil bli lagt i en fjelltunnel og resten nedgravd i løsmasser. Penstocken vil som dypest bli nedgravd ca 30 m.

Kraftstasjonen vil bli gravd ned i løsmassene ca 30 m under eksisterende terreng. På et høyere platå vest om den planlagte kraftstasjonen ligger det i dag en skole med ca 800 barn. Graveskråningen for kraftstasjonen vil begynne ca 3-4 m fra skolebygningen og gravedybden vil på det høyeste bli ca 60m. Stasjonen vil bli fundamentert på fylittkvartsitt ifølge boringer og geoelektiske profil målinger.

3. TOPOGRAFI OG GEOLOGI

Til tross for at Nepal er et lite land (i areal) så strekker landets topografi seg fra lavland i sør (Terai) til verdens høyeste fjell i nord (Mount Everest 8848 m.oh.). Dette skyldes at Nepal ligger i kollisjonssonen mellom den Indiske-Australske platen, som rører seg mot nord og innunder den Eurasike platen som Tibet ligger på. I grensesonen reiser fjellmassivet Himalaya seg. Fra sør til nor kan Himalaya inndeles i fire regioner, Siwalik, Fremre Himalaya, Higher Himalaya og Transhimalaya.



Figur 2. Geologisk seksjon gjennom Himalaya [2].

Topografisk sett ligger prosjektområdet lavt, ca kote 650 til 540 m.o.h. Dette skal sammenlignes med Kathmandu som ligger ca 1300 m.o.h.

Generelt er bergartene i Himalaya unge og lav metamorfe. I prosjektområdet finnes det hovedsaklig kvartsitt, fylitt og fylitt kvartsit/kvartsitt fylitt. I området omkring dammen har elven erodert og formet en bratt V-formet og en U-formet kløft i kvartsitten. Den U-formete kløften (paleo-kanal), beliggende til venstre om den eksisterende V-formete, er per i dag fylt med løsmasser. Utførte strømningsforsøk viste at denne er aktiv.

Store områder er dekket med løsmasser i form av nyere og eldre avsatte elvemasser, "mudflow" (morene) og ras- og urmasser.

"Mudflow" er en type morene som ifølge japanske forskere [3] kommer fra randen av en issjø dannet høyt opp i fjellene. En gang mellom 4.100 til 4.400 år f. Kr. brast randen av issjøen og morenemassene strømmet ned i dalene i og omkring prosjektområdet, og fylte disse med "mudflow".

Krafttunnelen vil bli drevet gjennom kvartsitt, kvartsitt/fyllitt, fyllitt/kvartsitt og fyllitt.

I kraftstasjonsområdet består løsmassene hovedsaklig av alluvium, mudflow og colluvium.

4. JORDSKJELV

Ettersom Nepal ligger i et av verdens mest seismiskt aktive områder, er vannkraft utbygging i disse områdene spesielt utsatt med sine store anleggninger. Derfor har en separat seismisk risiko studie blitt utført for prosjektområdet. Studiet har omfattet tre deler; gjennomgang av tilgjengelig materiale, felt studier og analyse av data samt rapportering. Gjennomgangen har omfattet et område med radius 200 km fra prosjektområdet.

Tilgjengelig materiale for gjennomgang har omfattet geologiske og seismiske rapporter, seismiske data og jordskjelvskataloger relevante for prosjektet. Videre har flyfoto og satellittbilder blitt gransket og analysert.

Deretter har det blitt utført feltstudier for å komplettere gjennomgått materiale. Studiet omfattet verifisering av mistenkte lineament (dvs. for å se om disse er aktive forkastninger), konfirmering av de geotekniske forholdene og de geologiske strukturene omkring prosjektområdet. Videre å vurdere den sekundære risikoen, så som seismisk indusert grunnbrudd som kan påvirke prosjektet.

Når så all data foreligger skal en seismisk risikoanalyse gjennomføres. Ved et prosjekt som dette er det valgt to risikonivåer på jordskjelv. Det laveste nivået, OBE (operating basis earthquake), med et 200 års jordskjelv med en årlig sannsynlighet på 0,5 % og det høyeste risiko nivået, MDE (maximum design earthquake), med et 2000 års jordskjelv med en sannsynlighet på 0,05 % per år. Fordi man ikke spesifikt kan forutsi tid, sted og styrke for jordskjelvene, er det anvendt en såkalt probabilistisk beregningsmetode hvor rystelsene på et gitt sted blir beregnet fra en rekke jordskjelv med forskjellige styrke og avstand. Rystelsene fra et jordskjelv avtar sterkt når avstanden til sentret øker. Ved hjelp av disse beregningene får man da fram forskjellige PGA (Peak Ground Acceleration) verdier. Disse verdiene vil så normalt bli redusert til effektive PGA verdier for anvendelse ved ingeniørsberegninger.

For pseudostatiske beregninger er de effektive PGA, 50 % av de framregnede PGA. Det effektive PGA vises i Tabell 1.

Tabell 1. Anbefalte verdier for MDE (Maximum Design Earthquake) og OBE (Operating Basis Earthquake).

OBE (200 år)			**MDE** (2000 år)		
GC 1	GC 2	Bed Rock	GC 1	GC 2	Bed Rock
0.17	0.15	0.12	0.28	0.27	0.21

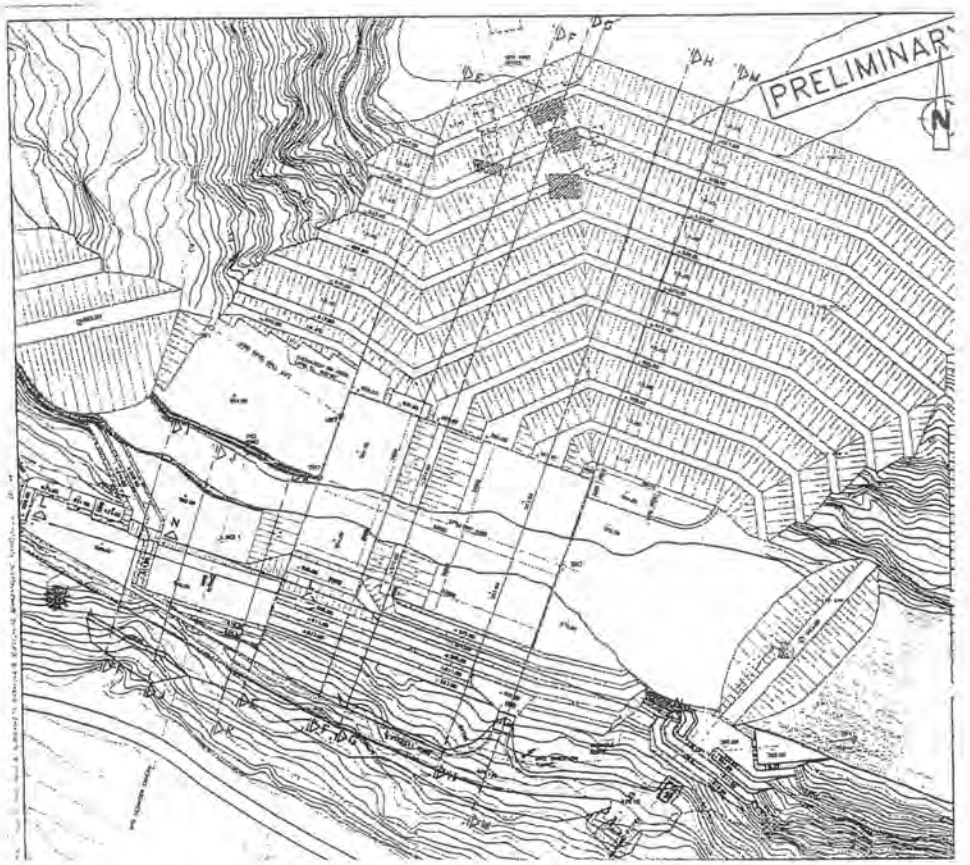
GC 1 og GC 2 er definert som:

Ground Group	Geological Definition	Definition by Natural Period
GC 1	Tertiary or old rock or diluvium less than 10 m thick	Period less than 0.2 s
GC 2	diluvium with thickness 10 m or more or alluvium less than 25 m thick including soft layers less than 5 m thick	Period between 0.2 and 0.6 s

Den vertikale lasten er vanligvis 50 % av den horisontale.

5. UTGRAVING FOR BETONGDAM

5.1 Generelt



Figur 3. Grave- og sprengningsplan for dam.

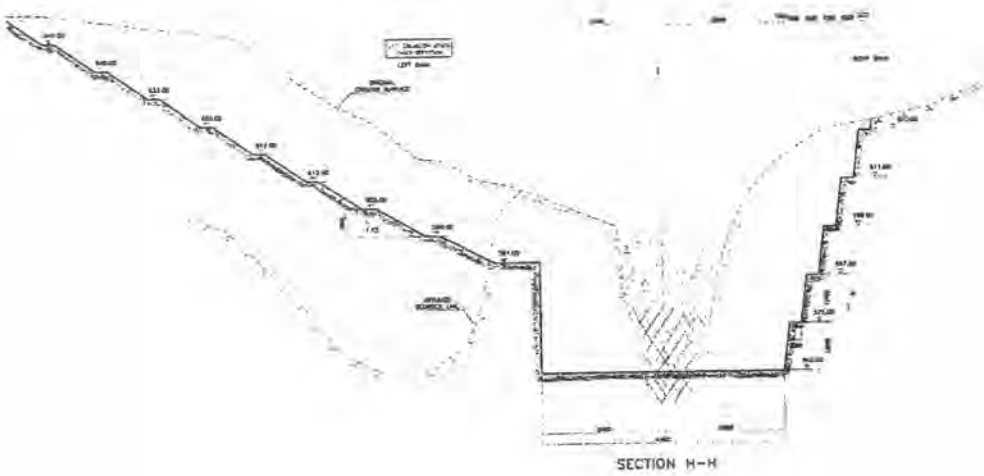
På høyre side (se Figur 4) av elven vil utgravingen hovedsakelig skje i berg. Det finnes noe mindre mengder løsmasser på toppen.

På venstre side vil den øvre delen av utgravingen skje i løsmasser mens den undre delen skjer i berg. I Figur 3 vises en grave- og utsprengningsplan over dam området og i Figur 4 sees en seksjon gjennom betong dammen og skjæringene på høyre og venstre side av elven.

5.2 Geologi

Høyre side av kløften består av en godt oppsprukket kvartsitt inneholdende 3-5 sprekkesett og et lagdelingsplan. Lagdelingen stuper ca 17-20° ut mot kløften. På toppen av kvartsitten finns noen meter med alluvium materiale. Tykkelsen av alluviumen øker jo lenger fra kløften man kommer.

Venstre side av kløften består nederst av en lagdelt oppsprukken kvartsitt (den samme som på venstre siden) som strekker seg ca 30 m over normal vannstand i elven. Lagdelingen heller ca 17-20° inn fra kløften. Ovenfor og bak kvartsitten finnes en skråning som består av løsmasser, hovedsakelig "mudflow". Skråningen er på det høyeste ca 60 m. og har en naturlig helning på ca 20-40 grader. Enkelte steder langs skråningen er helningen brattere, omkring 45-55 grader.



Figur 4. Seksjon H-H gjennom betong dam samt venstre og høyre skjæring.

Kløften består i bunnen sannsynligvis av en knusningssone med godt oppsprukket kvartsitt. Over kvarsitten har det blitt avsatt elvemateriale med varierende fraksjoner fra svært store blokker ned til sand/silt.

5.3 Geotekniske forhold

De geotekniske undersøkelsene har bestått av felt- og laboratorieforsøk.

Totalt har det blitt utført 8 boringer på ***venstre*** side av kløften og 6 på ***høyre*** siden av kløften. På høyre side er alle boringer utført i berg, mens de på venstre side er utført i både berg og løsmasser.

Fra noen av borehullene ble det tatt bergprøver som ble videresendt til Universitetet i Karlsruhe, Tyskland for testing. Det ble også utført Lugeon tester i flere av borehullene for bedømmelse av bergmasse kvaliteten.

I et av borehullene i løsmassene ble det utført feltpermeabilitetstester. Alle øvrige tester i løsmassene er laboratorietester, utført på større prøver som er innsamlet fra prøvegrøfter.

Alluvium
Generelt viste siktanalysene at alluviumen består av ca 2-10 % finmaterial (≤ 0.074 mm), 50-75 % sand og 20-40 % grus. Utførte permeabilitetsforsøk i laboratorium (så kalt "falling head tests"), viste en permeabilitet varierende mellom $1 \cdot 10^{-3}$m og $5 \cdot 10^{-4}$ m/s. Et antall utførte skjærboksforsøk viste stor variasjon i skjærstyrke, se Tabell 2.

Tabell 2. Resultat fra skjærboks forsøk.

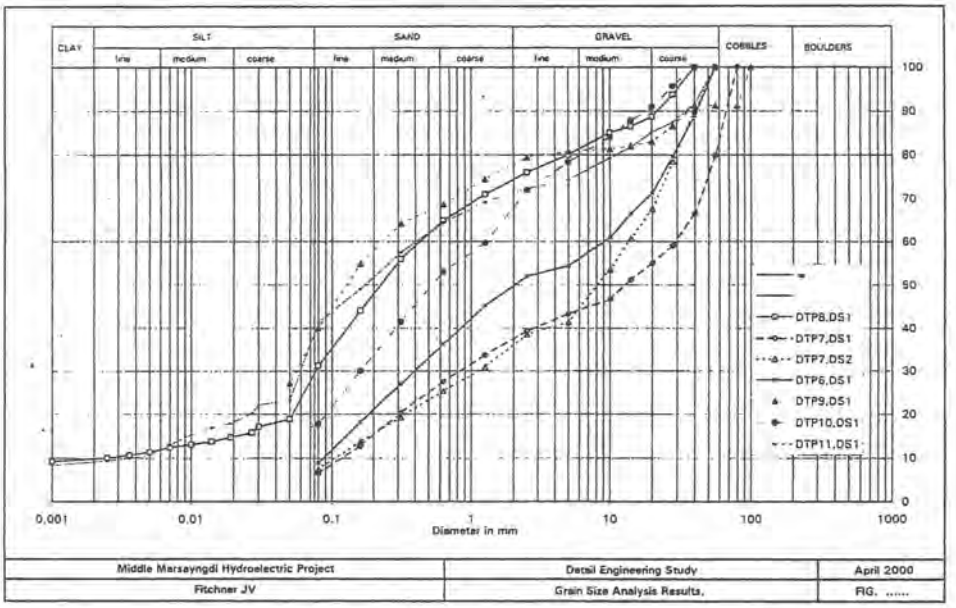
Prøve grøft	Friksjonsvinkel, ϕ'	Kohesjon, c'
D-TP-3	46.0°	5.0 kPa
D-TP-4	36.5°	40.0 kPa
D-TP-5	16.0°	68.0 kPa
D-TP-8	40.5°	20.0 kPa

Resultatene i tabell 2 viser en stor spredning for både friksjonsvinkel og kohesjon. De store verdiene på kohesjonen kan delvis skyldes utførelsen av testene i laboratoriet.

Følgende parametrer er brukt for alluvium ved stabilitets analysen:

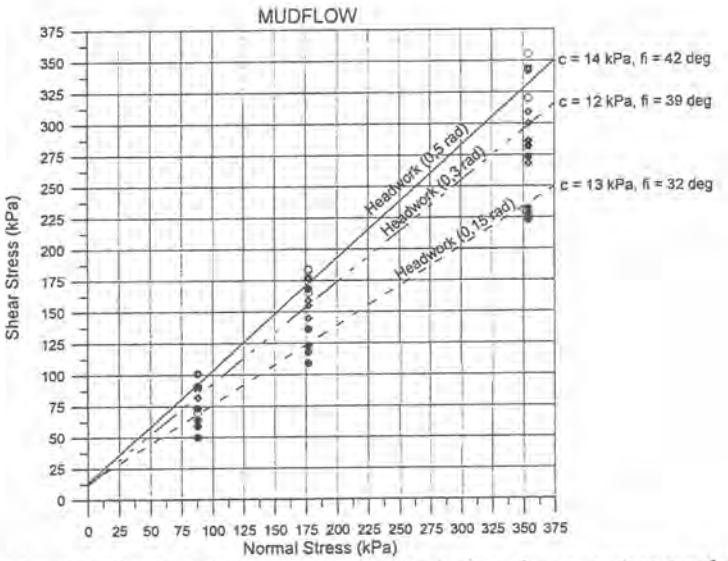
$\gamma = 22$ kN/m^3
$\phi' = 37°$

Mudflow (morene)
Utførte siktanalyser viser at "mudflowen" består av ca 5-40 % finmaterial (≤ 0.074 mm), 30-50 % sand og 20-60 % grus. I figur 5 vises noen eksempler på utførte siktanalyser hvor kurvene D-TP-7, 9 10 og 11 er fra mudflow.



Figur 5. Noen resultat fra siktanalyser (D-TP 7,9,10 og 11) på mudflow [4].

Ifølge Attenbergs forsøks-metoder er materialet ikke plastiskt. Utførte permeabilitets forsøk i laboratorium (så kalte falling head tests) viser en permeabilitet som varierer mellom $5 \cdot 10^{-3}$ og $8 \cdot 10^{-5}$ m/s mens felttester varierer fra $5 \cdot 10^{-4}$ og $1 \cdot 10^{-7}$ m/s. Utførte skjærboksforsøk på mudflow viser en nokså konstant kohesjon omkring 12-14 kPa, mens friksjonsvinkelen varierte avhengig av ved hvilken skjærdeformasjon parametrene ble bestemt, se Figur 6.



Figur 6. Resultat fra skjærforsøk på mudflow. De forskjellige kurvene viser resultatene ved ulike deformasjoner av prøvene.

Den høye kohesjonen avhenger trolig av den høye skjærhastigheten (0.02 mm/s) som er omtrent 120 ganger høyere enn det anbefalte for materiale inneholdende silt. Normalt bestemmes parametrene ved en skjærdeformasjon etter ca 0,15 radianer. I dette tilfellet vil det for en lineær bruddlinje gi en lav verdi på friksjonsvinkelen for denne type av materiale.

I tillegg til skjærboksforsøkene ble det utført tre konsoliderte anisotropa udrenerte aktive (CAUC) triaxial forsøk ved NGI. Prøvene ble "pakket inn" ved NGI ved forut bestemte *in-situ* spenninger, disse antas å råde på de dypene som kritiske glideflater er forventet.

Triaxialforsøkene viser en friksjonsvinkel $\phi' = 40.6°$ og en lav kohesjon. Kohesjonene er satt til null for ikke å overestimere stabiliteten av grunne skjærflater i byggegropen der jorden blir utsatt for avlastning og deformasjoner.

Følgende parametre er brukt for "mudflow" ved stabilitets analyse:

$\gamma = 23$ kN/m^3
$\phi' = 40.5°$

Kvartsitt
Geologisk kartering i felt og gjennomgang/prøving av borekjerner gav følgende resultat:

RQD	70 % (grovt)
Schmidt Hammer Index	40-60 MPa

	Joint set J_3	Joint set J_1	Joint set J_2	Joint set J_4
Dip	20°-16°	90°	82°	75°
Dip Direction	350°-018°	185°	039°	285°
Type	Bedding/Foliation	Joint	Joint	Joint
Trace Length	Through out the exposure/ > 10 m	> 6 m	> 3 m	-
Roughness	Rough to smooth with some mica	Rough, irregular	Smooth, planar	-
Spacing	0.2 to 1.0 m	0.5 to 2.0 m	0.5 to 2.0 m	0.5 to 2.0 m

Ved det bergmekaniske laboratoriet ved Universitetet i Karlsruhe, Tyskland ble det utført enakset trykkforsøk samt triaxial forsøk på prøver fra kvartsitten. Nedenfor vises resultater fra disse tester.

$\sigma_c = 312$ & 355 MPa (sprøtt brott)

$\sigma_c = 4.5$, 14.9 & 73 MPa (brudd langs diskontinuitet)

$\phi_p = 57.3°$ og $c_p = 49.8$ MPa

$\phi_r = 45.6°$ & 48.3° og $c_r = 4.9$ & 10.8 MPa

Den enaksete trykkstyrken er også beregnet ut fra resultater fra Point Load tester som gav:

$\sigma_c = 88.0$ MPa (parallell lagdeling)

σ_c = 153 MPa (vinkelrett lagdeling)

Utover ovenstående tester ble det også utført tre direkte skjærforsøk på lagdelings-/foliasjonsplan. Testene gav følgende resultater:

ϕ = 18.8°, 29.2° og 32.6° c = 0.029 – 0.063 MPa

Ved stabilitets analysene i kvartsitt bergmassen er følgende parametrer brukt:

γ = 26 kN/m^3
ϕ = 28-32°, c = 0-10 kPa (gjelder lagdelingsplan)
ϕ = 40° (gjelder sprekkeplan)

5.4 Grunnvann

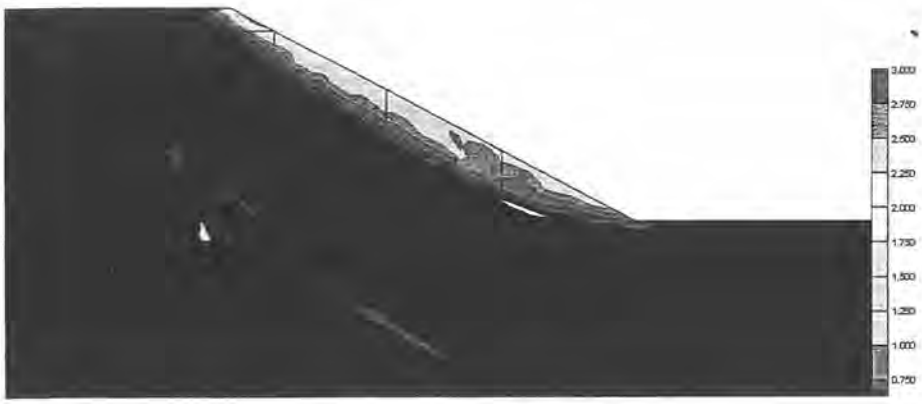
I nærheten av elven følger grunnvannsspeilet vannspeilet i elven som generelt er omkring kote 590 moh. På høyre side stiger grunnvannsspeilet oppover med terrenget og er antatt å være rundt kote 610 moh ca 65 - 70 m fra elven. På venstre side av elven, bare noen få meter fra elvekanten, stiger vannspeilet til kote ca 600 moh. Videre innover stiger grunnvannsspeilet svakt oppover.

5.5 Prosjektert forslag til utgraving

På ***venstre side*** av elven er stabiliteten av graveskråningen beregnet med SLIDE og STABLE. For en totalsikkerhetsfaktor F = 1.5 må skråningen ha en generell helning på ca 1V:1.84H. Ettersom skråningen er høy (40-60 m) skal skjæringen terrasseres med 7 m høye avtrappinger og 3 m brede terrasser. Denne geometrien medfører at 3 – 4 hus må rives på toppen av eksisterende skråning. Metoder som jordspikning, jordforsterkning med geonett, Berliner spunt og borede pilarer er vurdert for å stramme opp deler av eller hele skjæringen og dermed redde husene. Etter tekniske og økonomiske vurderinger endte det opp med en vanlig graveskråning. De lokale skjæringene (mellom terrassene) vil ha en helning på ca 1V:1.45H (7V:10H). Denne bratte helningen sammen med fint materiale, vil gi en overflate erosjon. For å forhindre dette skal hele skråningen beplantes og et drenasjesystem skal etableres. Drenasjesystemet vil bestå av en mindre steinsatt drenskanal på hver terrasse, der vannet skal ledes ut til endene av hver terrasse og deretter nedover skråningen.

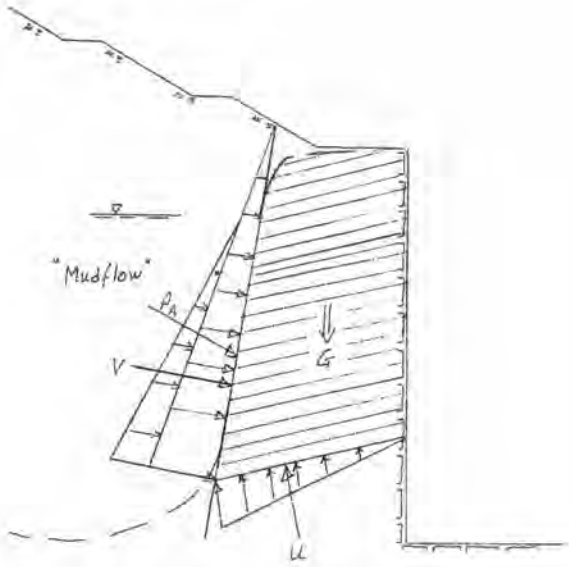
Utover de statiske stabilitets beregningene, er skråningen kontrollert for jordskjelvslast med både pseudostatiske og dynamiske stabilitets beregninger. Etter mye fram og tilbake ble jordskjelvlastene bestemt til de tallene/nivåene som vises i Tabell 1. For den venstre skråningen i løsmasse er det bestemt at sikkerhets nivået OBE og løsmasse forholdene GC 2 vil være de rette. Dette gir et horisontalt tilskudd k_h = 0,15 som er brukt i de pseudostatiske stabilitets beregningene. Sikkerheten mot utglidning ved jordskjelvslast er satt til F = 1.05 i "Basic Memorandum". De pseudostatiske beregningene viste at tilstrekkelig sikkerhet (F = 1.05) er oppnådd i den nedre delen av skjæringen som ble gravd ut i mudflow, men ikke for den øvre delen utgravd i alluvium. Det ble i tillegg utført dynamiske stabilitets beregninger [3] med PLAXIS. Inndata for beregningene kommer fra målinger av et virkelig jordskjelv som inntraff i California i 1989. Etter omregninger med et annet program og nedskalering til 0.3 g og 0.6 g, motsvarer dette en jordskjelv last med retur periode ca 5,000 år og 10,000 år. Disse lastene er større enn de angitt i Tabell 1. Som påpekt tidligere ble returperiodene for jordskjelv

og skalering redusert lenger fram i prosjektet. Derfor er resultatene fra de dynamiske stabilitets beregningene med 0.3 g (jordskjelv med retur periode 5,000 år) de mest relevante. Som man kan se i Figur 7 vil kun permanente skjær tøyninger inntreffe i overflaten med verdier i størrelses orden 2.0 – 2.25 % i det øvre alluvium laget. Maksimal permanent horisontal forskyvning vil bli i størrelse orden 0.2 - 0.25 m.



Figur 7. Permanente totale skjær tøyninger for PGA 0.3 g [5].

I den ***nedre delen av venstre skråning*** (se Figur 4), vil det etter utsprengning stå igjen en bergstabbe med en bredde varierende mellom ca 10-18 m og høyde mellom 21-35 m. Bergstabbens stabilitet er kontrollert for glidning langs lagerplan (se Figur 8) og rotasjon omkring et punkt i framkanten. Pådrivende krefter er jordtrykket fra den høye skjæringen og vanntrykket på baksiden av bergstabben samt vanntrykk i lagdelingsplanen som vil redusere effektiv spenning på planene. Jordtrykksberegningene på baksiden av bergstabben, er beregnet ifølge Coulombs kileteori med en friksjonsvinkel på 22° mellom bergstabben og mudflowen. Fordelen med Coulombs kileteori er at man kan ta med skrånende terreng, hellende bakside på bergstabben og friksjon mellom bergstabbe og mudflow samtidig som den er analog med Mononobe-Okabe metoden som er brukt for å regne fram tilskuddet i jordtrykket fra jordskjelvene. Beregningene gav tilfredstillende sikkerhet for begge tilfellene.



Figur 8. Skisse over beregning av bergstabbe på venstre siden.

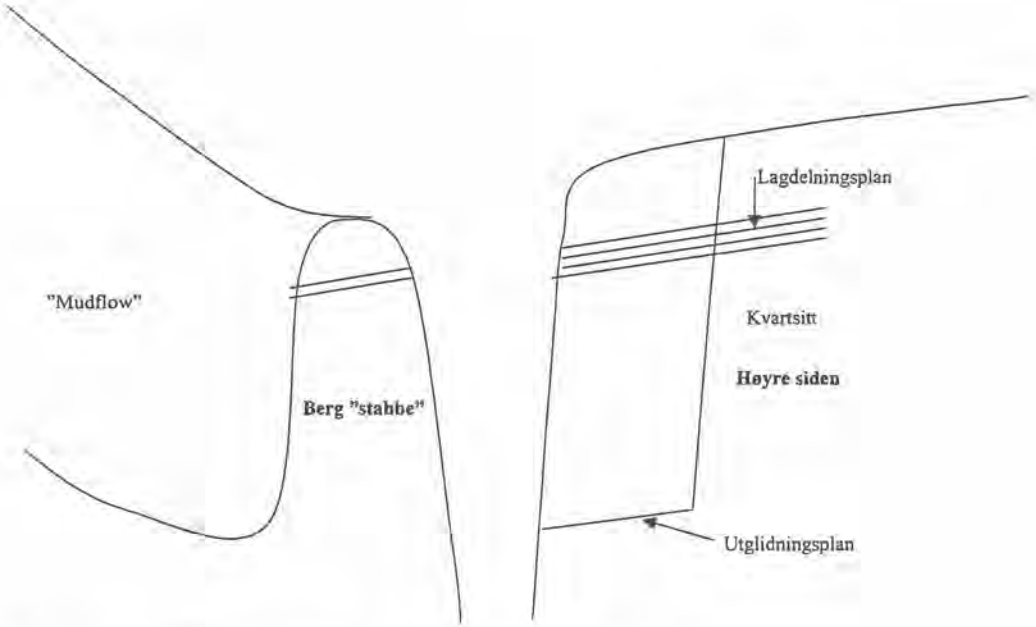
Den ***høyre skjæringen*** vil hovedsaklig være i kvartsitt. På toppen av skråningen er det noen meter med colluvium. Ettersom skjæringen vil bli opp mot 60 m høy vil den bli terrassert med 12 m høye avtrappinger og 3 m brede terrasser. Avtrappingene skal sprenges med helningen 8V:1H hvilket gir en total helning på ca 2V:1H. Utførte analyser på sprekkedata med DIPS, viser at utglidning av bergkiler samt velting av blokker vil være de forventede bruddmekanismene i overflaten. Utover disse to er det også en stor risiko for en større utglidning langs lagdelingsplanen som heller ca 20° ut mot kløften, se Figur 9.

Før sprengningen starter skal det øverst på kanten av skjæringen etableres fullt injiserte forbolter (220 kN). Boltene skal være 8 m lange og plasseres i et mønster med 2.5 x 2.5 m og være rettet ca 20° bakover.

Stabiliteten av storstilte plane utglidninger skyldes registrerte lave friksjonsvinkler på glideplanen og vanntrykk i sprekkene. For å redusere vanntrykket og dermed øke effektivspenningene på glideflatene skal det etableres et systematisk drenasjesystem i skjæringen, i form av 15 m lange borehull. Det skal bores et hull for hver 36 m^2.

På de høyeste delene av skjæringen (40-60 m) vil det bli behov for 1 – 4 rader med 20-40 m lange forspente bergankere med en arbeidslast på 550 kN. For å sikre mot utglidning av bergkiler og velting av blokker er det foreslått systematisk bolting med 4-5 m lange bolter (120 kN) for hver 6 m^2 og i tillegg skal det brukes steinsprangnett.

Målesystemet vil bestå av piezometrer, inklinometrer, extensiometrer og faste målepunkter. I tillegg vil lasten på 3-4 bergankere bli målt.



Figur 9. Skisse over antatt utglidning på høyer side av elven.

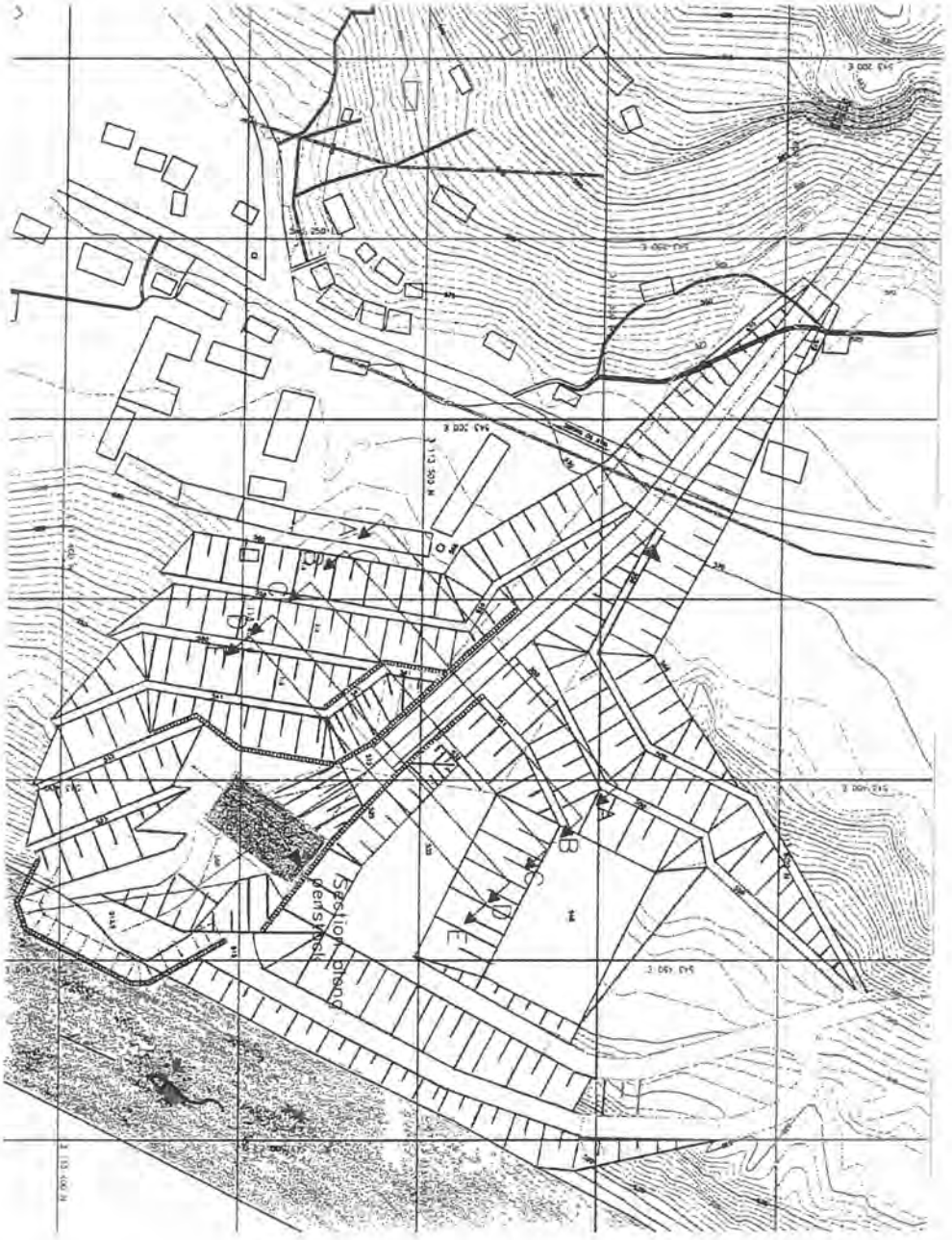
6. UTGRAVING KRAFTSTASJON

6.1 Generelt

For fundamentering av kraftstasjon, rangerstasjon, trykkrør og utløp fra kraftstasjon skal omfattende og dype utgravinger foretas i kraftstasjonsområdet. Generelt består topografien i kraftstasjonsområdet av tre plan; et øvre plan (kote ca 570 moh.) med en mindre landsby, et mellom liggende terrasseplan (kote ca 540 til 545 moh.), samt et nedre elveplan (kote ca xx moh.). På kanten av det øvre planet ligger det per i dag en skole med ca 800 barn. Skolen er ikke mulig å flytte. Det mellom liggende terrasse planet består av jordbruksmark Utgravingen for kraftstasjonen med dets arrangement starter fra dette planet. Etter fundamentering av kraftstasjonen skal masser fylles omkring stasjonen opp til kote 532 moh.

Kraftstasjonen skal fundamenteres på berg på kote ca 506 til 511 moh. Dette medfører at gravedybden fra dagens terreng og ned til bunnen vil bli ca 30 til 35 m. Med en graveskråning omkring 1:1.7 til 1:1.8 vil dette gi en utstrekning på ca 50 til 65 m i horisontalt ledd. For å redusere utgravningsområdets utstrekning vil de større delene av utgravningen foretas i en kombinasjon av graveskråning og støttevegg i form av en boret pelarvegg.

I en del av grøften der skråningen går opp mot skolen, vil total utgravningsdybde bli ca 60 – 65 m. Den horisontale avstanden mellom skolen og kanten på utgravningen er så kort at det ikke finnes plass for en åpen graveskråning, se figur 10. Derfor vil det bli etablert en sekant borepelar vegg med dragstag ned til berg. Veggen vil bestå av betong peler med diameter 1,2 m som vil fungere som en spunt. Hver annen pelar vil normalt inneholde armering. En generell graveplan over området vises i figur 10.



Figur 10. Graveplan over kraftstasjonsområdet.

6.2 Geologi

Løsmassene består av alluvium og colluvium, hovedsaklig sandig grus med innslag av noen lag med sand og siltig sand. Berget under er en blanding av fylitt og fylittkvartsitt.

Dagens skråning har en middels helning på 1V:1.8H, men enkelte partier er så bratt som 1V:1.6H.

6.3 Geotekniske forhold

I området er det boret 7 borehull og det har tillegg blitt utført 5 prøvegravinger. Uti fra disse er det registrert at alluvium massene hovedsakelig består av sand og grus med stein og blokker. I noen av prøve grøftene påtreffes tynnere lag mudflow.

De fleste massene kan bli klassifisert som grusig sand eller sandig grus med en permeabilitet på ca.$1{,}7 \cdot 10^{-5}$ m/s. Noen avvik i permeabilitet finnes, men disse er små.

Ved plotting av brudd punktene ved maksimal skjærspenning mot normal spenning fra skjærboks forsøk, fikk man for den laveste rettlinjede bruddlinjen følgende verdier:

Friksjonsvinkel, $\phi' = 40°$
Kohesjon, $c' = 0$

Ved kurv anpasning ser man at det beste alternativet er bøyd bruddlinje. Derfor er kohesjonen c', antatt å være null og skjærstyrken vil variere med friksjonsvinkelen. Denne er avhengig av normalspenningen. En vil derfor kunne bruke Leps' formel:

$$\tau_f = \sigma \cdot \tan(\varphi_0 - \Delta\varphi \log_{10}(\sigma/p_0))$$

der p_0 er en referanse spenning lik atmosfæretrykket (p_0 = 101 kPa). Minste kvadratmetoden for alle prøveresultatene fra de direkte skjærforsøkene gav en bruddlinje med følgende verdier:

$\varphi_0 = 47.4°$
$\Delta\varphi = 11.1°$

For dimensjonering av skjæringene ble det brukt følgende verdier for materialene:

Alluvium:	*Colluvium:*
$\varphi_0' = 46.0°$	$\varphi' = 35.0°$
$\Delta\varphi' = 11.0°$	$c' = 0$
$c' = 0$	

6.4 Grunnvann

Bak kraftstasjonsområdet ligger høye fjell som tilfører området grunnvann.

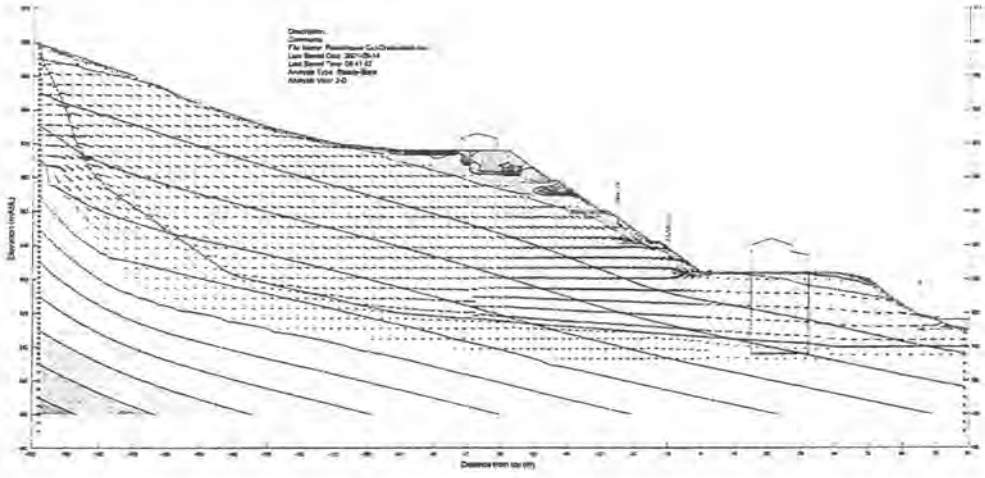
Ifølge boreprotokollene varierer grunnvannsnivået mellom 0,3 til 7.5 m under terrenget. På toppen av dagens skråning er det antatt at grunnvannsnivået er ca 8 m under dagens terreng, men i skråningen ligger grunnvannsnivået noe under terrenget og følger dette.

6.5 Prosjektert forslag til utgraving

Beregninger ble først utført med SEEP/W for å se på grunnvanns strømningen i skråningen. Disse poretrykkene ble siden implementert i SLOPE/W og stabiliteten ble beregnet. Dette resulterte i at grunnvannsnivået må senkes temporært og permanent for å oppnå en stabil skråning.

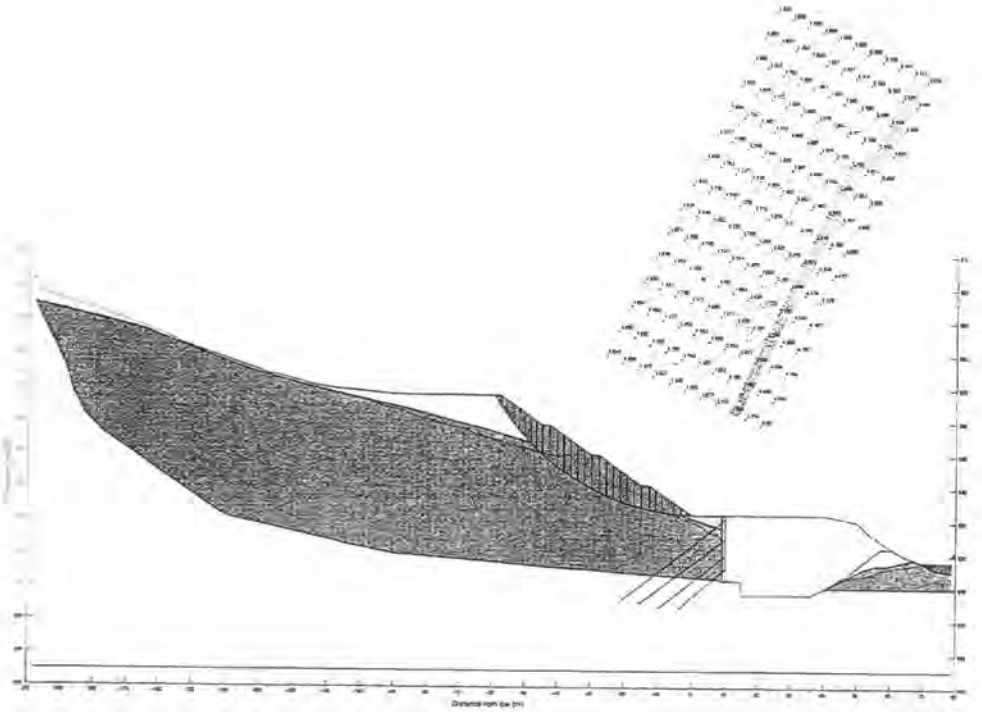
Den sluttelige skjæringen vil i den øvre delen bli terrassert med 9 m høye avtrapninger, 2.4 m brede terrasser og en helning på 1V:1.4H. Dette gir en middels helning for skjæringen mellom skolen til planet omkring kraftstasjonen, på ca 1V:1.67H. Høyden blir på skjæringen ca 38 m. Ettersom grunnvannet per i dag er høyt, direkte under terrenget, må det installeres et drenasje system. Samtidig som utgravingen pågår skal 20 til 80 m dype, nesten horisontale drenasje rør installeres i skjæringen. Drenasje rørene skal ha en diameter mellom 40 til 70 mm. For å lede bort vannet fra terrassene skal det bygges drenasje diker på hver terrasse. Videre skal overflatene beplantes for å redusere infiltrasjonen i skjæringen.

I figur 11 vises et snitt fra SEEP/W beregningene etter at skjæringen er etablert, men før kraftstasjonen er bygget. Nesten det samme bilde vil oppstå når kraftstasjonen er nedgravd og massene omkring denne er på plass.



Figur 11. Snitt gjenom skjæringen ved skolen som viser grunnvannsstrømningen i skjæringen. Beregningen er utført med SEEP/W.

Når så den øvre skjæringen er på plass skal en borpelar vegg etableres rundt deler av kraftstasjonen. Pelarveggen vil bli ca 120 m lang og som dypest ca 20 m. I figur 12 vises et beregningssnitt for stabiliteten gjennom samme skjæring som i figur 11 .



Figur 12. Snitt gjenom skjæringen ved skolen som viser sikkerheten for stabiliteten i skjæringen. Beregningen er utført med SLOPE/W. Noter borpelarveggen i bunnen.

Utover denne pelarveggen vil en liknende etableres på motsatt side (mot øst) av grøften, mot rangerstasjonen. Her vil borpelarveggen bli ca 90 m lang.

Acknowledgements

The author want to express his gratitude to Project Director, Mr. D.R.Bhattarai and, Deputy Project Manager Mr. Krishna Regmi, Middle Marsyangdi Hydroelectric Project, Nepal Electricity Authority, Nepal and Project Manager, Mr. A.G. Christer, Fichtner Joint Venture, Consulting Engineers, Middle Marsyangdi Hydroelectric Project for providing the permission to publish this paper. Further, I want to thank my co-workers Mr. Bishal Raj Subedi and Mr. Kaustubh Mani Nepal for their hard work and hospitality during my time in Nepal.

Referanser

[1] Nepal, M.K. & Olsson, R. (2001): Geological and foundation studies for spillway dam for Middle Marsyangdi Hydroelectric Project, Central Nepal. Workshop: *Rock Mechanics and Tunnelling Techniques*, Kathmandu, Nepal, 10-12 September 2001.

[2] Stille, H., Ivarsson, H. & Aagaard, B. (2000): Bergbyggande i Himalaya. Bergmekanikdag, 2000, Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning, Stockholm, 22 mars 2000, s. 237-246.

[3] Yamanaka, H. and Iwata, S. (1982): River terraces along the Middle Kali Gandali and Marsyangdi Khola, Central Nepal. *Journal of Nepal Geological Society,* Vol. 2, Special Issue, pp. 95-111.

[4] NEA Lab. (2000): Middle Marsyangdi Hydroelectric Project, Detail Engineering Study, Geotechnical Investigation, Report on Soil investigation. Soil, Rock and Concrete Laboratory, NEA, Kathmandu, Nepal, May 2000.

[5] NGI (2001): Middle Marsyadgi Hydroelectric Project, Nepal – Seismic slope stability. NGI, Technical Note 2, 2001-09-07.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

Sivilingeniør Pål Strøm
Det norske Veritas

OPPANKRING AV WEST ALPHA PÅ SNORRE B

Ikke presentert. Ingen manus utarbeidet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

BADEBAKKEN – STABILISERENDE STØTTEVEGG.

Badebakken - Stabilizing retaining wall.

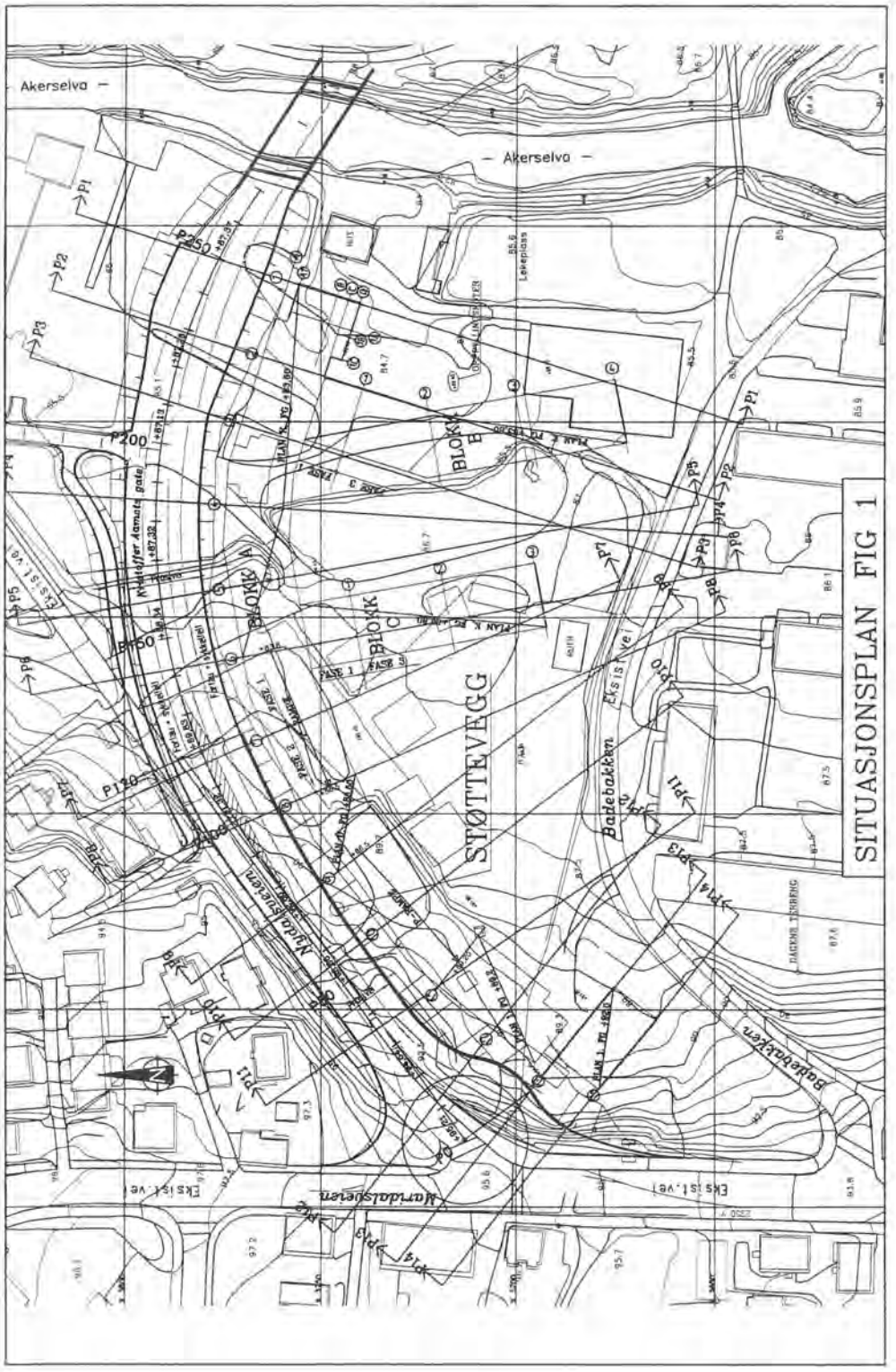
Siv. ing. Thor Liavaag - Selmer Skanska AS
Siv. ing. Albert Ølnes - Eget Firma.
Dr. ing. Torbjørn Kjoberg - Selmer Skanska AS

SAMMENDRAG

På nittitallet kjøpte Selmer AS tomten i Nydalen som ligger i området mellom Maridalsveien-Nydalsveien-Akerselva og Badebakken. Tomten ble kjøpt til boligformål med liten overhøyde for uforutsette kostnader. Tomten så kurant ut med et slakt fallende terreng i syd/sydøstlig retning mot Akerselva. Selmer fikk informasjon om at dybdene til fjell var store, 30 – 40 m, og at grunnforholdene kunne være bløte i dybden. Maridalsveien og Nydalsveien var også under omregulering.
Samferdselsetaten i Oslo og Selmer Bolig AS engasjerte NOTEBY og OVA i 1998 til å gjøre en felles stabilitets vurdering/analyse. Rapporten konkluderte med at områdestabiliteten var for liten allerede før inngrepene startet og at utbyggingen av området, med utgraving for boliger og oppfylling for vei ovenfor, ville medføre en ytterligere forverring av stabilitetsforholdene. Gjeldende regulering var dårlig tilpasset de stedlige forhold. Stabilitetsanalyser på opprinnelig terreng før inngrep viste for lave sikkerhetsnivå, henholdsvis 1,1 på totalspenningsbasis og 1,5 på effektivspenningsbasis. Med den planlagte utbyggingen ble sikkerheten utilfredsstillende. En rekke stabiliserende tiltak ble utredet og vurdert. Rammebetingelsene var:

- Permanent stabilitets sikring
- Koste minst mulig (Oslo kommune og Selmer Bolig skulle dele kostnadene)
- Trafikken måtte gå uforstyrret
- Metoden måtte være sikker og til minst mulig sjenanse for omgivelsene
- Miljømessig akseptabel
- Minst mulig begrensning på den planlagte utbyggingen

Det ble en langvarig prosess med mange parter involvert. Til slutt ble det valgt og utført enn kombinert metode med spunt , stålkjernepel og skrå lissestag. Stagenes horisontal komponent var den kraft som gikk inn i massene og løftet stabiliteten til et akseptabelt nivå. To steder måtte det suppleres med EPS fyllinger.
For å sikre at stabiliteten var tilfredsstillende under utbyggingens kritiske faser, ble poretrykket overvåket daglig. I dag står veggen nedfylt og ikke synlig for omgivelsene.


Akerselva
Akerselva
STØTTEVEGG
BLOKK A
BLOKK B
BLOKK C
BLOKK D
Badebakken
Myrdalsveien
Myrdalsveien
Badebakken
EKS IST. VEI
EKS IST. VEI
P1
P2
P3
P4
P5
P6
P7
P8
P9
P10
P11
P12
P13
P14
P150
P200
P130
SITUASJONSPLAN FIG 1

Summary:

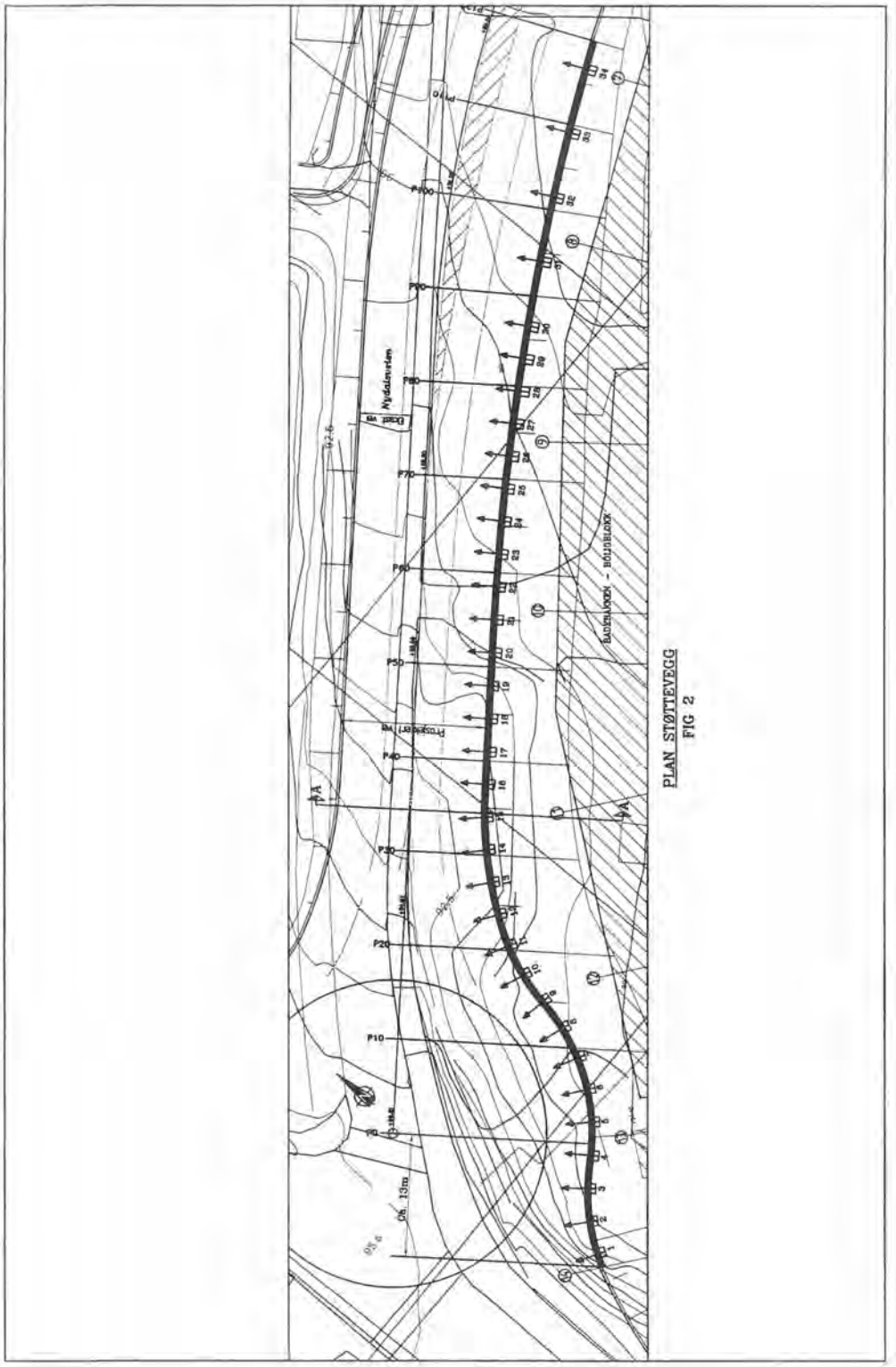
In the mid nineties Selmer Bolig A/S purchased the land in Nydalen located between Maridalsveien – Nydalsveien – Akerselva and Badebakken. The purpose with the land was to build housing facilities (flats). Financially, little tolerance for unforeseen costs was included in the estimates. The site, by the first look, seemed o.k. with a surface dropping off towards Akerselva. Selmer received information about large depth to firm rock, 30 – 40 m, and the soil could be very soft/weak in places. Maridalsveien og Nydalsveien were also undergoing revised city planning. Samferdselssetaten in Oslo and Selmer Bolig A/S had, in joint cooperation, made a stability analysis for the development. The report concluded that both parties contributed in putting the area into an unacceptable stability situation. The applicable city regulations were poorly adapted to the local ground conditions. Stability analyses based on the original ground contours show safety factors in the order of 1,5 – on the aϕ-basis and 1,1 – on the su-basis. With the planned construction works on Roads/Housing, the stability calculations show unacceptable values.

Many soil improving or stabilizing methods were evaluated end considered. This work should focus on the following:

- Permanent stabilizing effect
- Cost should be kept as low as possible. (To be shared between Oslo kommune and Selmer Bolig).
- Traffic should not be disturbed.
- The method should be simple an safe in execution, and not disturb the surroundings.
- Environmentally acceptable
- Avoid limitations on the construction plans

This led to a long lasting process with many parties involved. The selected solution consisted of a steel sheet piled wall with steel piles to carry the vertical load from inclined rock anchor ties. The horizontal load component was the stabilizing force that lifted the safety factor to an acceptable level. Supplementary EPS fill had to be added at 2 sections.

To ensure satisfactory stability in the critical periods, the pore pressures were monitored daily, especially during the piling works. Today the Wall is hidden in the ground and not visible for the surroundings.



PLAN STØTTEVEGG
FIG 2

Innledning.

De stabiliserende tiltakene som ble utført på boligprosjektet Badebakken, måtte økes på grunn av vegprosjektet bak og boligprosjektet på forsiden. Selmer Bolig gravde seg ned på ene siden av eiendomsgrensen, mens Oslo kommune fylte opp på den andre siden. Beregningene viste utilstrekkelig stabilitet både i byggefasen og i den permanente tilstanden.

Byggherrene Selmer Bolig A/S og Samferdselsetaten i Oslo kommune med sine respektive konsulenter og rådgivere var involvert i denne saken på grunn av felles interesser . Ved å ta tiden til hjelp, kom vi frem til en løsning som ble akseptert av begge parter.

Grunnforhold.
Grunnundersøkelsene og stabilitetsberegninger er utført av Noteby. I all enkelhet er grunnens oppbygging vist på fig. 3 med tørrskorpe og fyllmasser til varierende dybder. Derunder har vi en middels fast leire som går over til kvikkleire i 10 – 15 m dybde. Videre ned mot fjell er det påtruffet finsand, sand, grus og steiner. Mot fjell ble det registrert store poreovertrykk i et vannførende lag over fjellet.

Løsninger vurdert og forkastet.
- kalk / sementpeler
- EPS fylling(brukt delvis).
- Motfylling + lette fyllmasser
- Forbelastning kombinert med geodren
- Saltbrønner
- Elektroosmose
- Bygge parkeringshus under Nydalsveien for å redusere de drivende kreftene.
- Betong slissevegg

Begrunnelsen for at disse løsningene ble forkastet, ansees ikke relevant i denne sammenheng og kommenteres ikke videre.

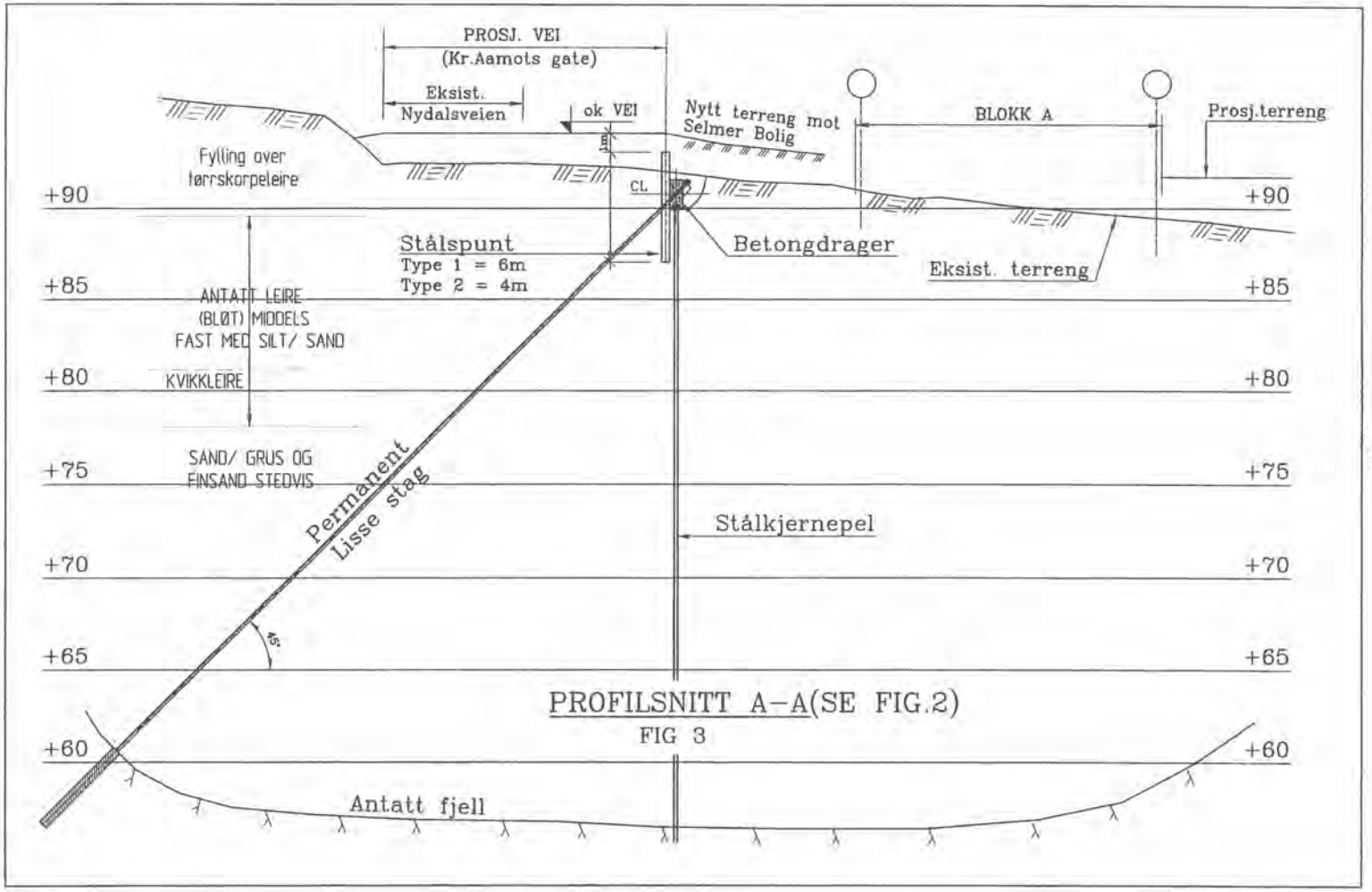
Valgt løsning og prosjekteringskrav.
Det ble valgt en 134 m lang støttevegg som 2 steder måtte suppleres med lette EPS fyllmasser. Planer, typisk snitt samt detaljer er vist på figur 1 – 4.

Figur 5 viser støtteveggens byggefaser.

Figur 6 og 7 viser henholdsvis EPS fyllingens plassering i plan og snitt.

Støtteveggen består i korthet av en konvensjonell spuntvegg i stål, stålkjernepel, pute av betong og skråstag av permanent type.

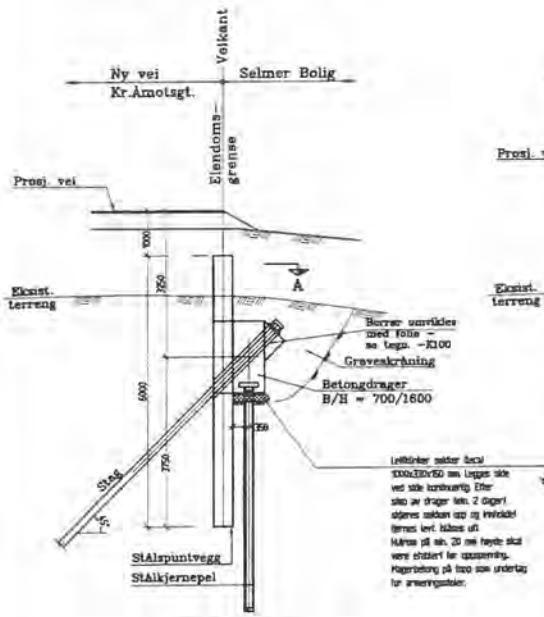
Følgende prosjekteringsanvisninger ble brukt:
- NS 3480 pluss "sikkerhetsprinsipper i geoteknikk" og "Statens Vegvesens handbok nr. 016."



PROFILSNITT A–A(SE FIG.2)

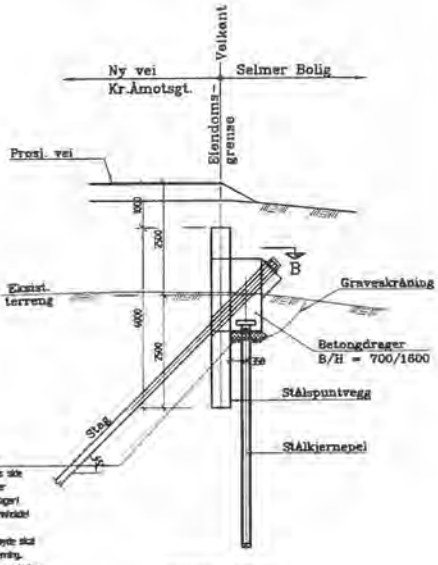
FIG 3

SPUNTVEGG TYPE 1.

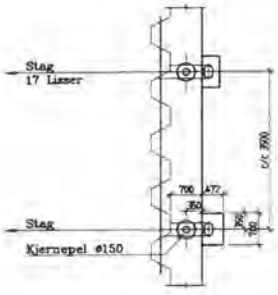


TYPISK SNITT

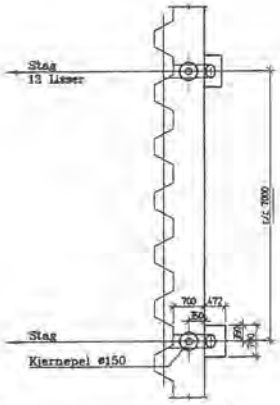
SPUNTVEGG TYPE 2.



TYPISK SNITT



SNITT A–A

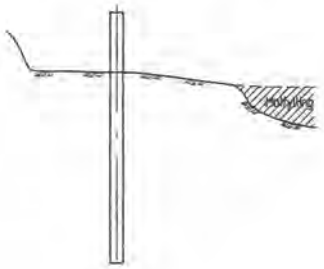


SNITT B–B

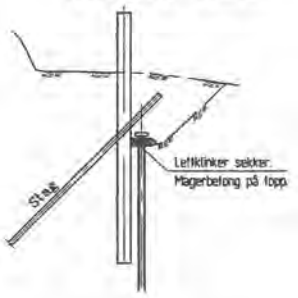
DETALJER – I PLAN OG SNITT
FIG 4

BYGGE–FASER:

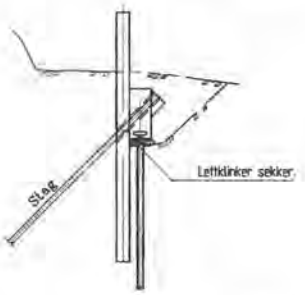
Fase I – Spuntramming + motfylling noen steder, se egen tegning.



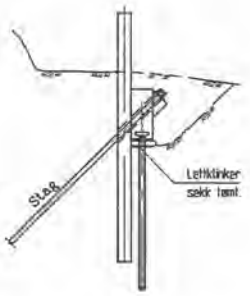
Fase II – Utgraving + boring stag + montere kjernepel + utlegging av lettklinker sekker.



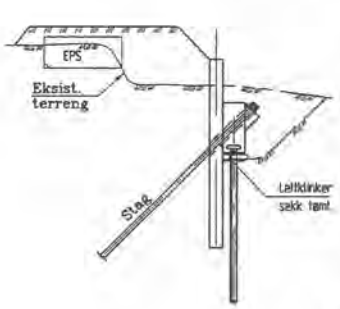
Fase III – Støp betongdrager + fjerning av lettklinker i sekkene + tilbakefylling av grøft mellom stagpunkter.



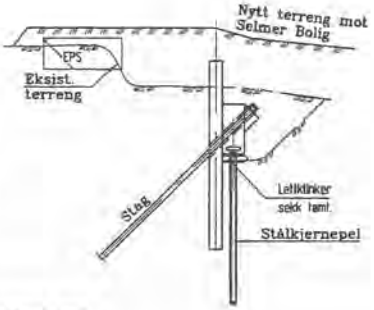
Fase IV – Stagmontering + lett oppstramming (med luftsliss under drager)



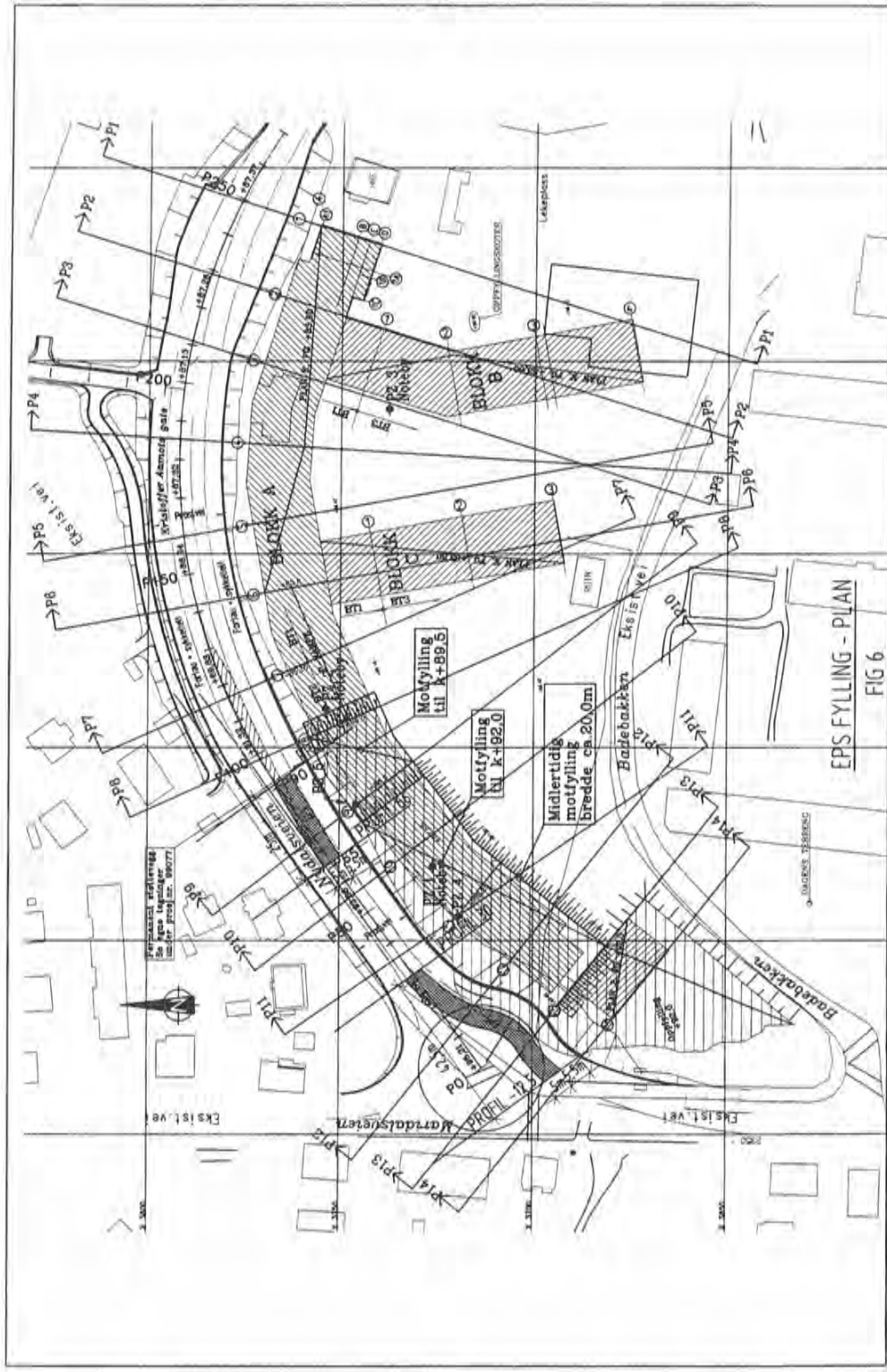
Fase V – Fylling bak + EPS fylling noen steder, se egen tegning + oppspenning stag.

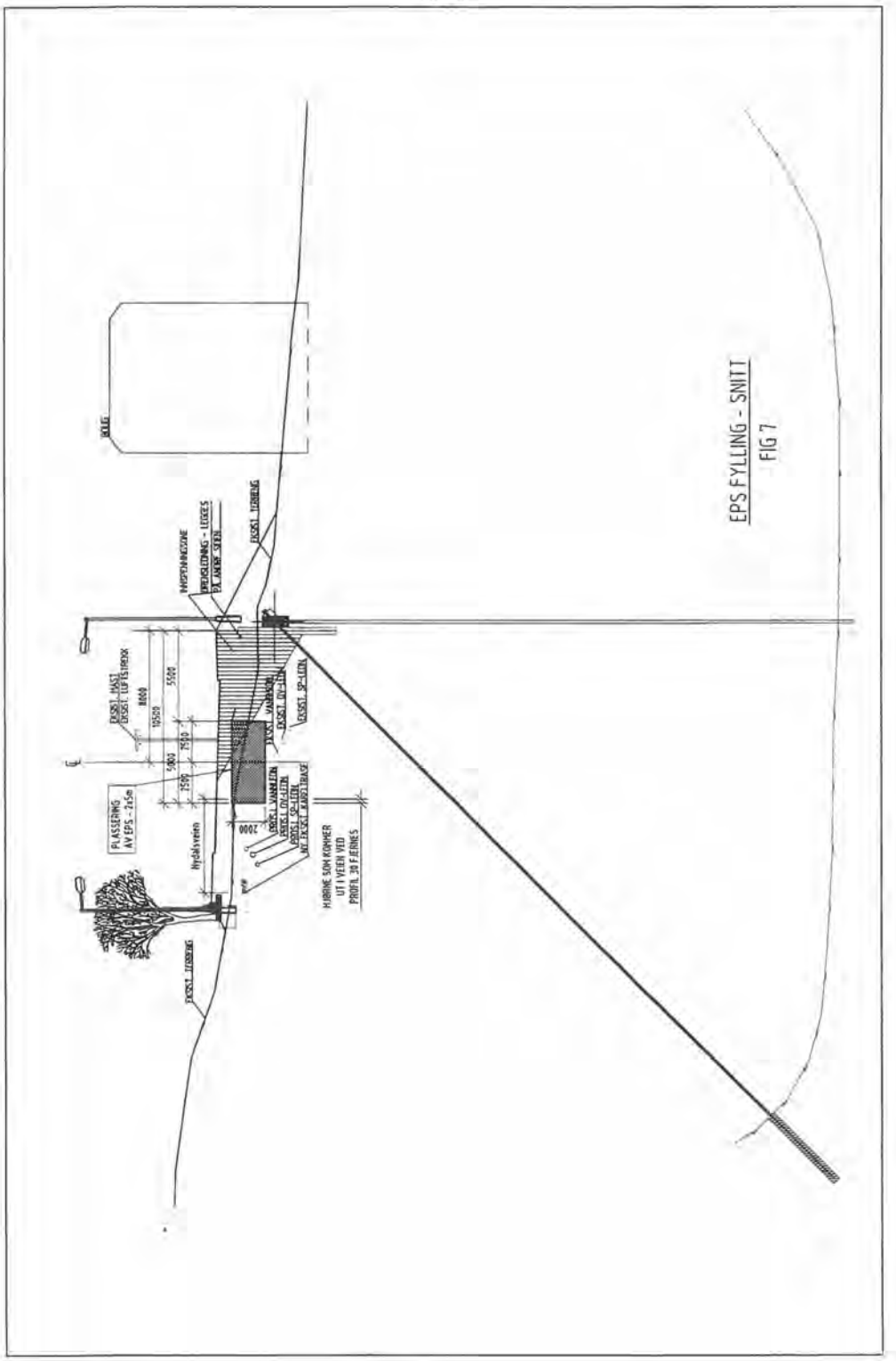


Fase VI – Tilbakefylling + avsluttende arbeider.



BYGGEFASER
FIG 5


EPS FYLLING - PLAN
FIG 6
BLOKK A
BLOKK B
BLOKK C
Motfylling til K+89,5
Motfylling til K+92,0
Midlertidig motfylling bredde ca.20,0m
Badebakken
Badebakkene
Eks ist. vei
PROFIL - P2
P1
P2
P3
P4
P5
P6
P7
P8
P9
P10
P11
P12
P13
P14
P15
P16
P17
P18
P19
P20
P21
P22
P23
P24
P25
P26
P27
P28
P29
P30
P31
P32
P33
P34
P35
P36
P37
P38
P39
P40
P41
P42
P43
P44
P45
P46
P47
P48
P49
P50
P51
P52
P53
P54
P55
P56
P57
P58
P59
P60
P61
P62
P63
P64
P65
P66
P67
P68
P69
P70
P71
P72
P73
P74
P75
P76
P77
P78
P79
P80
P81
P82
P83
P84
P85
P86
P87
P88
P89
P90
P91
P92
P93
P94
P95
P96
P97
P98
P99
P100
P101
P102
P103
P104
P105
P106
P107
P108
P109
P110
P111
P112
P113
P114
P115
P116
P117
P118
P119
P120
P121
P122
P123
P124
P125
P126
P127
P128
P129
P130
P131
P132
P133
P134
P135
P136
P137
P138
P139
P140
P141
P142
P143
P144
P145
P146
P147
P148
P149
P150
P151
P152
P153
P154
P155
P156
P157
P158
P159
P160
P161
P162
P163
P164
P165
P166
P167
P168
P169
P170
P171
P172
P173
P174
P175
P176
P177
P178
P179
P180
P181
P182
P183
P184
P185
P186
P187
P188
P189
P190
P191
P192
P193
P194
P195
P196
P197
P198
P199
P200
P201
P202
P203
P204
P205
P206
P207
P208
P209
P210
P211
P212
P213
P214
P215
P216
P217
P218
P219
P220
P221
P222
P223
P224
P225
P226
P227
P228
P229
P230
P231
P232
P233
P234
P235
P236
P237
P238
P239
P240
P241
P242
P243
P244
P245
P246
P247
P248
P249
P250
P251
P252
P253
P254
P255
P256
P257
P258
P259
P260
P261
P262
P263
P264
P265
P266
P267
P268
P269
P270
P271
P272
P273
P274
P275
P276
P277
P278
P279
P280
P281
P282
P283
P284
P285
P286
P287
P288
P289
P290
P291
P292
P293
P294
P295
P296
P297
P298
P299
P300
P301
P302
P303
P304
P305
P306
P307
P308
P309
P310
P311
P312
P313
P314
P315
P316
P317
P318
P319
P320
P321
P322
P323
P324
P325
P326
P327
P328
P329
P330
P331
P332
P333
P334
P335
P336
P337
P338
P339
P340
P341
P342
P343
P344
P345
P346
P347
P348
P349
P350
P351
P352
P353
P354
P355
P356
P357
P358
P359
P360
P361
P362
P363
P364
P365
P366
P367
P368
P369
P370
P371
P372
P373
P374
P375
P376
P377
P378
P379
P380
P381
P382
P383
P384
P385
P386
P387
P388
P389
P390
P391
P392
P393
P394
P395
P396
P397
P398
P399
P400
P401
P402
P403
P404
P405
P406
P407
P408
P409
P410
P411
P412
P413
P414
P415
P416
P417
P418
P419
P420
P421
P422
P423
P424
P425
P426
P427
P428
P429
P430
P431
P432
P433
P434
P435
P436
P437
P438
P439
P440
P441
P442
P443
P444
P445
P446
P447
P448
P449
P450
P451
P452
P453
P454
P455
P456
P457
P458
P459
P460
P461
P462
P463
P464
P465
P466
P467
P468
P469
P470
P471
P472
P473
P474
P475
P476
P477
P478
P479
P480
P481
P482
P483
P484
P485
P486
P487
P488
P489
P490
P491
P492
P493
P494
P495
P496
P497
P498
P499
P500
P501
P502
P503
P504
P505
P506
P507
P508
P509
P510
P511
P512
P513
P514
P515
P516
P517
P518
P519
P520
P521
P522
P523
P524
P525
P526
P527
P528
P529
P530
P531
P532
P533
P534
P535
P536
P537
P538
P539
P540
P541
P542
P543
P544
P545
P546
P547
P548
P549
P550
P551
P552
P553
P554
P555
P556
P557
P558
P559
P560
P561
P562
P563
P564
P565
P566
P567
P568
P569
P570
P571
P572
P573
P574
P575
P576
P577
P578
P579
P580
P581
P582
P583
P584
P585
P586
P587
P588
P589
P590
P591
P592
P593
P594
P595
P596
P597
P598
P599
P600
P601
P602
P603
P604
P605
P606
P607
P608
P609
P610
P611
P612
P613
P614
P615
P616
P617
P618
P619
P620
P621
P622
P623
P624
P625
P626
P627
P628
P629
P630
P631
P632
P633
P634
P635
P636
P637
P638
P639
P640
P641
P642
P643
P644
P645
P646
P647
P648
P649
P650
P651
P652
P653
P654
P655
P656
P657
P658
P659
P660
P661
P662
P663
P664
P665
P666
P667
P668
P669
P670
P671
P672
P673
P674
P675
P676
P677
P678
P679
P680
P681
P682
P683
P684
P685
P686
P687
P688
P689
P690
P691
P692
P693
P694
P695
P696
P697
P698
P699
P700
P701
P702
P703
P704
P705
P706
P707
P708
P709
P710
P711
P712
P713
P714
P715
P716
P717
P718
P719
P720
P721
P722
P723
P724
P725
P726
P727
P728
P729
P730
P731
P732
P733
P734
P735
P736
P737
P738
P739
P740
P741
P742
P743
P744
P745
P746
P747
P748
P749
P750
P751
P752
P753
P754
P755
P756
P757
P758
P759
P760
P761
P762
P763
P764
P765
P766
P767
P768
P769
P770
P771
P772
P773
P774
P775
P776
P777
P778
P779
P780
P781
P782
P783
P784
P785
P786
P787
P788
P789
P790
P791
P792
P793
P794
P795
P796
P797
P798
P799
P800
P801
P802
P803
P804
P805
P806
P807
P808
P809
P810
P811
P812
P813
P814
P815
P816
P817
P818
P819
P820
P821
P822
P823
P824
P825
P826
P827
P828
P829
P830
P831
P832
P833
P834
P835
P836
P837
P838
P839
P840
P841
P842
P843
P844
P845
P846
P847
P848
P849
P850
P851
P852
P853
P854
P855
P856
P857
P858
P859
P860
P861
P862
P863
P864
P865
P866
P867
P868
P869
P870
P871
P872
P873
P874
P875
P876
P877
P878
P879
P880
P881
P882
P883
P884
P885
P886
P887
P888
P889
P890
P891
P892
P893
P894
P895
P896
P897
P898
P899
P900
P901
P902
P903
P904
P905
P906
P907
P908
P909
P910
P911
P912
P913
P914
P915
P916
P917
P918
P919
P920
P921
P922
P923
P924
P925
P926
P927
P928
P929
P930
P931
P932
P933
P934
P935
P936
P937
P938
P939
P940
P941
P942
P943
P944
P945
P946
P947
P948
P949
P950
P951
P952
P953
P954
P955
P956
P957
P958
P959
P960
P961
P962
P963
P964
P965
P966
P967
P968
P969
P970
P971
P972
P973
P974
P975
P976
P977
P978
P979
P980
P981
P982
P983
P984
P985
P986
P987
P988
P989
P990
P991
P992
P993
P994
P995
P996
P997
P998
P999
P1000


EPS FYLLING - SNITT
FIG 7
PLASSERING AV EPS - 2x5m
Hydalsveien
HØYDEREDUKSJON - LEDDES PÅ ANDRE SIDEN
DUKET TETNING
DUKET DRENERING
DUKET SPRØYTEMØRTEL
DUKET VANNTETTING
DUKET LUFTESYSTEM
DUKET MAST
HØYDEREDUKSJON - LEDDES PÅ ANDRE SIDEN

Valgte materialkoeffisienter på effektivspenningsbasis:
Permanent tilstand, $\gamma m = 1,6$
Temporær tilstand, $\gamma m = 1,5$
På totalspenningsbasis ble følgende anvendt:
Permanent tilstand, $\gamma m = 1,4$
Temporær tilstand, $\gamma m = 1,35$

- Stål i henhold til NS 3472
- Betong i henhold til NS 3473
- Alle konstruksjoner er dimensjonert for en levetid på 100 år
- Veggen skal være inspeksjonsbar og stagene skal kunne etterstrammes.

Materialer Støttevegg.

Stålspunt: 6 og 9 m lengder med motstandsmoment på henholdsvis 2750 cm3/m og 1000 cm3/m

Kjernepel: Ø 150mm, ST 52.3.

Kabelstag: Dyform tau plastbelagt av type monostrand. Spennings areal på 167 mm2 per tau. .

Puter: Armert betong i kvalitet C45.

Dette er vanlige materialer som kunne fremskaffes på kort varsel.

Poretrykkoppfølging:
Poretrykksmålingene ble utført i byggherrens regi og bestemte fremdriften på spunt og peling. Langsmed støtteveggen var det i utgangspunktet forutsatt stålkjernepeler i full bredde. Det detaljerte måleprogrammet viste at det kunne være åpning for betong peler på siden lengst fra støtteveggen. Dette ble fulgt opp med suksess, da betongpelene koster bare 1/3 av stålkjernepelene. Alle parter i byggeprosessen følte en betryggelse ved å foreta daglige poretrykksmålinger slik at man hele tiden kjente stabilitetsforholdene i bakken. Det var ikke observert indikasjoner på at stabiliteten var dårligere enn poretrykksmålingene indikerte.

Utførelsen.
De beskrevne arbeidene var basert på kjente metoder. Som hammer til spuntramming var det beskrevet utelukkende bruk av høyfrekvent vibrolodd av hensyn til vibrasjoner og støy. Det vannførende laget over fjell med overtrykk skapte de største praktiske ulempene. Konsekvensen var mye vannsøl under stagboringen som igjen hemmet driften.

Sluttkommentar:
Slike felles problemer, 2 naboer i mellom, er ikke ofte man støter på. Under prosjekteringens løp oppsto ulike meninger om løsningene. Dette falt stort sett bort på grunn av løsningens entydige bruksverdi og at støtteveggen ligger i eiendomsgrensen.

Referanser:-

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2001

LYSAKER TORG - DYP UTGRAVING I BLØT/KVIKK LEIRE

Lysaker Square – Deep excavation in soft and quick clay

Siv. ing. Gunhild Hennum, Norconsult AS
Siv. ing. Trond Føyn, Norconsult AS
Siv. ing. Tor Kristian Sandaker, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Lysaker Torg omfatter en ca. 5 500 m² stor byggegrop ved bygrensen til Oslo, inntil E18 som her går i kulvert med seks kjørefelt. Bygget har seks etasjer under og seks etasjer over bakkeplan, og skal huse parkeringsarealer, kontorer og forretninger.

Løsmassene består av fyllmasser og tørrskorpeleire med varierende mektighet over normalkonsolidert bløt til middels fast leire. I partier der dybdene til fjell er dypest, er det registret kvikkleire. Dybder til fjell varier mellom 2 m og 18 m. Grunnvannstanden ligger normalt 2-3 m under laveste terrengnivå på tomta.

Det er gravedybder på opptil 13 m. Tomta er begrenset av eksisterende veier og pelede konstruksjoner på alle kanter. Utgravingen er sikret med spunt til fjell, der stagene er spent høyt opp for å redusere utbøyning av spunten. Det er i tillegg satt kalk-/sementpeler til fjell i de dypeste partiene.

Bygget er fundamentert delvis rett på fjell og delvis på stålkjernepeler til fjell. Bygget er forankret mot oppdrift med bolter og stålkjernepeler.

Artikkelen tar for seg prosjekteringsforutsetninger og tekniske løsninger som kom til utførelse. Videre er registreringer gjort under anleggsarbeidene presentert.

SUMMARY

Lysaker Square consists of a 5 500 m² construction site, located close to the city of Oslo and close to E18, which is a 6 lane highway. It is a six storey office building with six basement for parking purposes.

The soil consists of fill and dry crust in varying thickness, over soft to medium stiff clay. Depth to bedrock is in order of 2-18 m. The groundwater level is 2-3 m below the ground level on the lower parts of the site.

The building is founded on steel core piles and directly on the bedrock. Due to buoyancy it is anchored by means of rock bolts and the steel core piles.

Excavation depth was up to 13 m. The excavation was secured by sheet pile walls to bedrock with tie-back anchors. Due to road constructions close to the site, the anchors were highly prestressed in order to reduce deformations of the surrounding soil. Lime-cement columns were installed in the deepest area in order to achieve acceptable deformations and dimensions of the sheetpile walls.

The article describes the design basis and the technical solutions applied with respect to sheet pile walls, lime-cement columns and steel core piles. In addition observations made during the construction are commented upon. Deflections of the sheet- pile walls are highlighted.

1. INNLEDNING

NCC Eiendom forestår utbygging av et område på Lysaker i Bærum kommune. Området kalles Lysaker Torg, og ligger mellom Lysaker Stasjon, Vollsveien og tidligere bebyggelse langs Strandveien. Området er delt av E18-kulverten som her går i en 6-felts kulvert over bakken. Byggene på sørsiden av vei-kulverten, bygg A, B og C ble bygget ut i 1993-1997. Denne artikkelen omhandler to av byggene på nordvest siden av kulverten , bygg D og E. Når disse er ferdigstilt vil kun bygg F nærmest Oslo gjenstå å bygge. De vil til sammen ha en grunnflate på 32 400 m². Av disse utgjør parkeringsarealet i kjellerne 18 500 m². Arealene er fordelt på seks etasjer over bakken og seks etasjer under lokknivå. Tomta er vist på oversiktsplan på neste side.

Byggherre er NCC Eiendom AS med NCC Bygg AS som totalentreprenør. Norconsult AS har vært ansvarlig for prosjektering av byggegropsikring, fundamentering og bunnplate, samt bygget over bakken. Byggeteknisk prosjektering av kjelleretasjene over bunnplata er utført av Siv. ing. P.O. Danielsen AS i Trondheim. Arbeidene startet opp sommeren 2000. Entreprenøren er nå i ferd med å avslutte råbygget for kjelleren. Bygget er planlagt å være klar til bruk høsten 2002. Etasjene over bakken skal romme forretninger og kontorer.

Artikkelen beskriver forutsetninger for og løsninger av sikrings- og fundamenterings-arbeider sammen med resultater fra målinger og registreringer gjort under anleggsarbeidene. Det er lagt vekt på beregning og måling av deformasjoner.

Utførte grunnarbeider:

Element	Mengde	Enhet
Spunt	3120	m²
Kalk-sement-peler	10 000	lm
Stålkjernepeler	86	stk
Uttak av løsmasser	45 000	m³
Uttak av fjell	20 000	m³
Tilbakefylling	16 700	m³

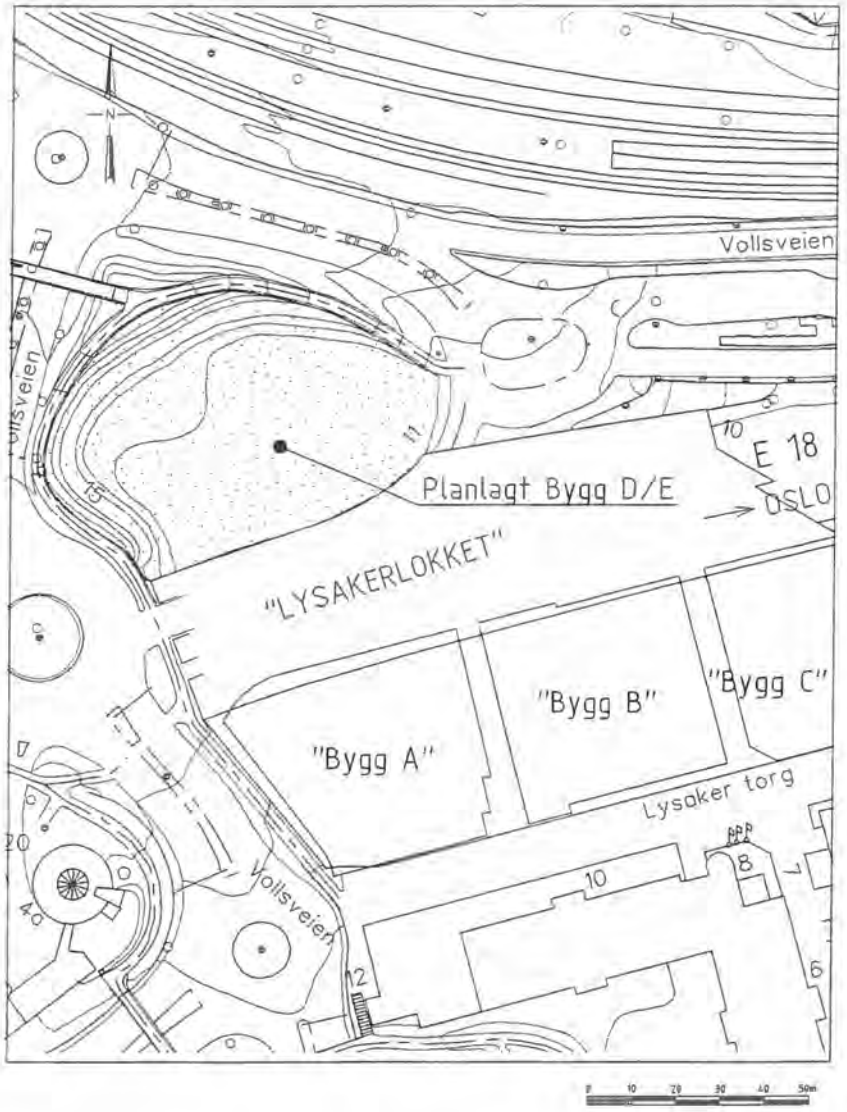


Fig. 1 . Oversiktsplan

2. PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

Terrenget i den sentrale delen av gropa og mot E18 ligger på kt. 11-12. Terrenget stiger bratt opp mot Vollsveien i vest der denne ligger på kt.17. Langs den østre delen av tomta stiger terrenget på fra kt. 12 nærmest E18 til det høyeste punket i nord på kt. 17. Endelig grave-/sprengenivå er på kt. - 1,4. De største gravedybdene er på opptil 13 m.

Med unntak av sør-østre hjørne der fjellet ligger dypest, ble det sprengt for å komme ned til endelig nivå.

Byggegropa hadde begrensninger på "alle kanter". Mot vest, nord og øst går Vollsveien tett inntil. Det var krav om opprettholdelse av trafikk i Vollsveien under hele byggperioden. I sør avgrenses byggegropa av E18. Her skulle påkjøringsrampe i retning Drammen også vær i drift i anleggsperioden. Denne ble tillatt benyttet som anleggsadkomst.

E18-kulverten er fundamentert på vertikale og skrå betongpeler til fjell. Spunten ble rammet så nær inntil pelene som mulig. Vollsveien i vest ligger på steinfylling som delvis bæres av betongstriper fundamentert på betongpeler til fjell. Det ble forutsatt at vekt fra den pelede steinfyllinga ville gå rett i pelene, og ikke belaste spunten. Pelene under E18-kulverten og steinfyllingen mot Vollsveien skulle ikke skades ved stagsetting. Det var også strenge krav til deformasjoner av avstivningssystemet, for ikke å påføre pelene uønskede skjærpåkjenninger som følge av utbøyning av spunten og deformasjoner av jorda bak.

På grunn av store mektigheter med leire og setningsømfintlige konstruksjoner inntil byggegropa, ble det tilstrebet å opprettholde grunnvannstanden i byggeperioden.

I prosjektering av avstivningssystemet ble det benyttet:

- Materialkoeffisient γ_m=1,6 (skadekonsekvens meget alvorlig, sprøtt brudd)
- Lastkoeffisient γ_f=1,6

Kjelleren ble byggemeldt før de nye bestemmelsene i Plan- og Bygningsloven om 3'dje partsverifikasjon trådte i kraft. En uavhengig kontroll ble allikevel utført, på grunn av prosjektets kompleksitet og skadekonsekvens.

Plan av spunten er vist på neste side.

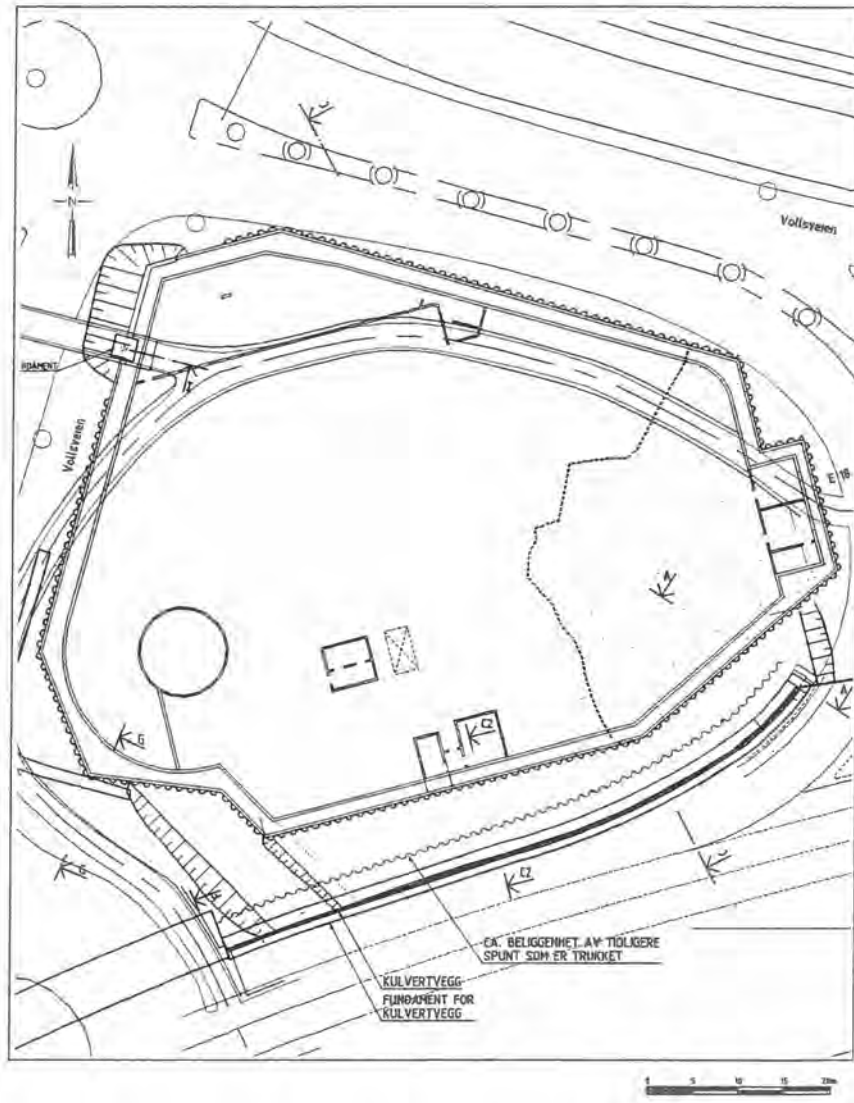


Fig. 2 - Spuntplan

3. GRUNNFORHOLD

Dybder til antatt fjell varierer mellom ca. 2 og ca. 18 m. Fjelloverflaten faller fra nordvest mot syd og sydøst. Løsmassene består i det vesentlige av bløt til middels fast leire, som delvis er kvikk mot E18. Kvikkleire er registrert i dybde ca. 4-10 m. I de øvre

ca. 3 m er det på deler av tomta sand og sandige masser. I de laveste områdene på tomta er det stedvis funnet fyllmasse til ca. 3 m dybde. Gangveien i nord mot Lysaker stasjon lå på fylling bestående av EPS.

Poretrykket ble, før anleggsarbeidene startet opp, målt til å ligge mellom kt. 9-10,5. Dette tilvarer et nivå på ca. 2-3 m under opprinnelig terreng før oppfyllingsarbeidene for Vollsveien tok til. Grunnforholdene er beskrevet i egen datarapport for prosjektet [ref. 2]. Grunnundersøkelsene er utført av NVK Terraplan.

3.1 Styrkeparametere

Styrkeparameterne ble bestemt ut ifra tolkning av konus, enaks, vingeborresultater og aktive og passive treaksialforsøk. For fyllmasser og sand- og silt-forekomster ble det benyttet erfaringstall.

Leira er normalkonsolidert. For dimensjonering ble det benyttet følgende parametre:

	Totalspenningsanalyse		**Effektivspenningsanalyse**	
Type masser	**Su_{aktiv} kPa**	**Su_{passiv} kPa**	**tgφ (φ)**	**a kPa**
Leire	0,25 x p_0'	0,15 x p_0'	0,38 (20,5°)	0
Tørrskorpe	30	30		
Sprengsteinsfylling			42	0
Fyllmasser, blanda			30	0
Silt/sand			25	0
k/s-stabilisert leire *		60		

* Middelverdi for leira er angitt. k/s-stabilisert leire foran spunt.

3.2 Deformasjonsparametere

Deformasjoner ble beregnet med SPUNT-A3 og med elementprogrammet ABAQUS (FEM). ABAQUS-beregningene er beskrevet i kapittel 5. I beregningene ble følgende parametere benyttet:

	Totalspenningsanalyse	**Effektivspenningsanalyse**	
Type masser	**G skjærmodul kPa**	**m_o modultall**	**n spenningseksponent**
Leire	140 x Su_{middel}		
Tørrskorpe	140 x Su_{middel}		
Sprengsteinsfylling		150	0,5
Fyllmasser, blanda		150	0,5
Silt/sand		150	0,5
k/s -stabilisert leire *	140 x Su_{middel}		

* Her ble det benyttet 140 x en middelverdi av Su-verdi foran og bak spunt, da SPUNT-A3 ikke tillater at det benyttes forskjellige verdier av G foran og bak spunt.

For modultall og spenningseksponent ble det for friksjonsmasser benyttet relativt høye modultall i de øvre lagene - høyere enn anbefalt benyttet av programleverandøren. Dette ble gjort etter harmonisering av deformasjoner med beregninger med ABAQUS og for å få deformasjoner i den størrelsesorden vi av erfaring forventet.

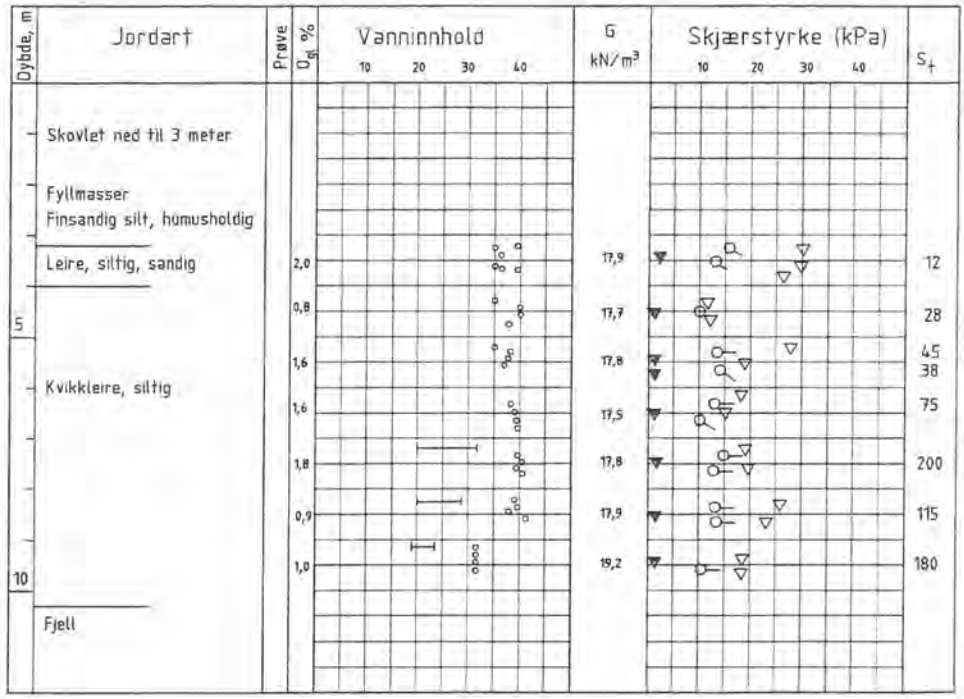


Fig.3 - Typisk jordartsprofil for snitt mot E18

4. PROSJEKTERING

4.1 Byggegropsikring

Det måtte settes spunt rundt hele gropa med unntak av et lite område helt i nord der dybdene til fjell var små. For dimensjonering av spunten ble programmet SPUNT-A3 benyttet. Det ble utført en rekke innledende beregninger for optimalisering av avstivningssystemet for å finne den kombinasjonen av oppspenningsnivåer og stagplasseringer som ga minst deformasjoner. Det ble utført beregninger både med totalspenningsanalyser kombinert med effektive jordparametere i friksjonsmasser og rene effektivspenningsanalyser. Beregningene viste at det var totalspenningsanalysene som ga dimensjonerende belastninger på avstivningssystemet. Det ble benyttet AP-analyse med aktive og passive skjærfastheter.

I området der det var størst dybder til fjell viste beregningene at det var nødvendig med jordforsterkning for å oppnå deformasjoner og belastninger på peler under E18-

kulverten innefor akseptable grenser. Det ble valgt å benytte kalk-/sementpeler i ribber normalt på spunten, i tilllegg til 3 rader parallelt spunten. Dette var også nødvendig for å slippe å bruke kraftigere spunt enn type AZ48. I dette området var det ikke plass til å benytte kombinasjonsprofiler av typen HZ.

På det meste er det 5 stagrader, med største dimensjonerende kapasitet pr. stag på 2360 kN. Mot Vollsveien i vest og E18 måtte stagene plasseres individuelt på grunn av de før nevnte peler som man måtte bore mellom. Avstand mellom stagene og helning i horisontalplanet ble angitt spesielt for hvert stag. Typiske snitt mot E18-kulverten og den pelede steinfyllinga under Vollsveien er vist nedenfor.

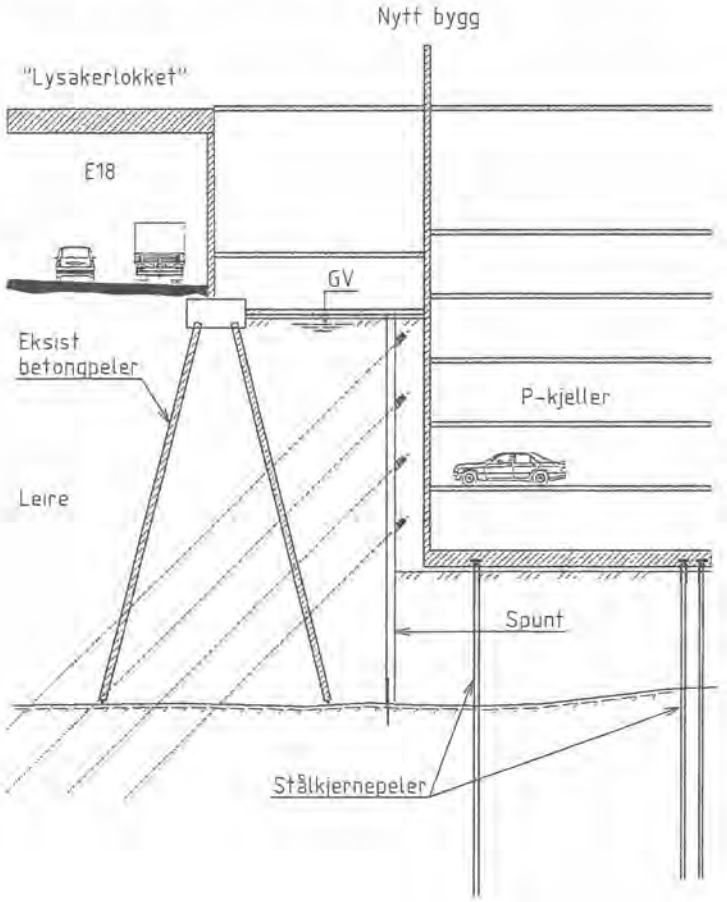


Fig. 4 - Typisk snitt mot E18

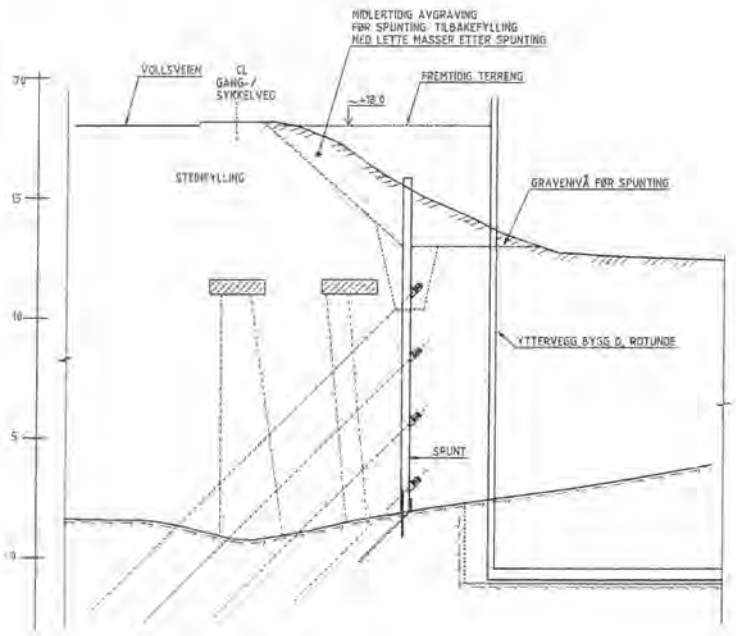


Fig. 5 - Snitt G - mot pelet steinfylling under Vollsveien

4.2 Fundamentering

Bygningene fundamenteres direkte på nedsprengt fjell og forøvrig på stålkjernepeler som settes etter utgraving. Kjellervegger og kjellergulv utføres som vanntette konstruksjoner, dimensjonert for opptil ca. 11 m vanntrykk regnet fra underkant kjellergulv. Bygget forankres mot oppdrift ved hjelp av innborede bolter i fjell og stålkjernepeler med strekkapasitet. Stålkjernepelene har kjernediameter på 150 mm og en innboringslengde på 8,5 m. Forankingsboltene bestående av 32 mm armeringsjern er boret ca. 4,1 m ned i fjell. Det ble valgt en løsning der fjellet ikke ble rensket før bunnplata ble støpt, med unntak av der søylepunktene kom ned. Det ble derfor satt foringsrør ved hver forankringsbolt, slik at boltene ble gyst i hele lengden. Forankringssystemet er dimensjonert slik at fullt vanntrykk kan settes på når kjellervegger over naturlig grunnvannstand er støpt.

4.3 Hensyn til omgivelsene

For å hindre vesentlig reduksjon av grunnvannstanden ved lekkasje av vann inn gjennom fjellet, var det lagt opp til injisering av selve fjellet. I tillegg var det tatt med poster for vanninjisering dersom dette skulle vise seg nødvendig.

4.4 Tilbakefylling og jordtrykk

Det ble prosjektert med tilbakefylling inntil kjellerveggene med løs lettklinker og lokalt noe knuste steinmaterialer. Av løs lettklinker var det regnet med en kombinasjon av tung lettklinker (0-4 mm med korndensitet 1200 kg/m³) og "vanlig" lettklinker (10-20 mm med korndensitet 900 kg/m³). Begge fraksjonene er blåsbare, slik at tilbakefyllingen i de høye og trange spaltene mellom spunt/fjell og kjellervegger skulle la seg gjennomføre på en praktisk måte. Det ble tilstrebet en kombinasjon av lett og tung lettklinker for å oppnå minst mulig jordtrykk mot kjellerveggene samtidig med at massene ikke skulle flyte opp pga. oppdrift. I tillegg var det dessuten regnet med støpte betongskiver mellom kjellervegger og spunt/fjell i nivå med dekkene i kjelleren. Disse skulle bidra til å redusere deformasjoner av spunt ved kapping av stagene og sikre fjellet der det ble støpt mot fjell.

Ved utførelsen sløyfet man den vanlige lettklinkeren. Derved fikk man stive nok tilbakefyllingsmasser slik at betongskivene kunne sløyfes.

5. DEFORMASJONER - BRUK AV ABAQUS

Det ble utført ikke-lineære FEM-analyser (Finite Element Analysis) med programmet ABAQUS. Hovedhensikten med disse analysene var å få en nøyaktig vurdering av deformasjoner og belastninger på pelene under E18-kulverten som følge av utgravingen. Beregningene ga også nyttig informasjon om belastninger på spunt og avstivningssystem. Det ble konkludert med at pelene har tilstrekkelig kapasitet til å motstå påvirkninger som teoretisk oppstår under byggeperioden. Dette vil ikke bli omhandlet nærmere i artikkelen. Kapasitetsberegninger av pelene ble utført av InterConsultGroup som i sin tid prosjekterte E18-kulverten.

I det etterfølgende er det lagt vekt på ABAQUS-beregning av spuntdeformasjoner, sammenlignet med det som ble beregnet med SPUNT-A3 og det som ble målt under utførelsen. ABAQUS-beregninger er kun utført på snitt mot E18.

5.1 ABAQUS-beregninger

Det ble utført bergninger basert på udrenerte skjærfastheter (totalspenningsanaslyser) og effektivspenningsbasis. Det ble benyttet en Mohr-Coulomb-modell for den ikke-lineære jorda basert på Drucker-Prager teori. Beregningene er utført på en 2D-modell. Det er ikke tatt med tidseffekter mhp drenering. Poretrykket for effektivsepenningsanalysen er derfor direkte styrt av randbetingelsene om at porerykket settes til tilnærmet null mot fri flate innvendig i gropa ettersom utgravingen foretas.

For effektivspenningsanalysen ble også den såkalte MFM-modellen benyttet i ABAQUS (Mobilized Friction Modell). Denne materialmodellen er utviklet ved SINTEF og er tilpasset ABAQUS via en egen subrutine. Brukeren har her muligheten til eksempelvis å inkludere resultater fra treaksialforsøk direkte for å beskrive materialets oppførsel. Resultatene fra disse beregningene ble ikke benyttet i den endelige rapportpresentasjonen, men var mer et hjelpemiddel til intern verifikasjon og kontroll av de øvrige benyttede regnemodeller.

I forhold til SPUNT-A3 ble det i ABAQUS benyttet aktive eller passive skjærfastheter i den udrenerte analysen, avhengig av om det virkelig ble en aktiv eller passiv spenningstilstand. For å vurdere overgangen mellom aktivt og passivt jordtrykk ble anbefalinger i NGI pub. 16 [ref. 1] benyttet. I tillegg ble det inkludert mulighet for å legge inn forskjellig initialstivheter foran og bak spunt. Dette var nødvendig for å kunne modellere at det er satt kalk-sementpeler kun på den ene siden av spunten.

5.1.1 Deformasjonsparametre
(Initialstivheter)

Type masser	**E** **Elastisitetsmodul** **kPa**	**v** **tverrkontraksjon**
Tørrskorpe	11 000	0,2
Leire	G·2·(1+ v)	0,35
k/s-stabilisert leire	120 000	0,3

For bergning av E ble det benyttet G-verdier som angitt for SPUNT-A3.

Disse ble benyttet både for total- og effektivspenningsanalyser. Styrkeparameterne er de samme som benyttet i SPUNT-A3.

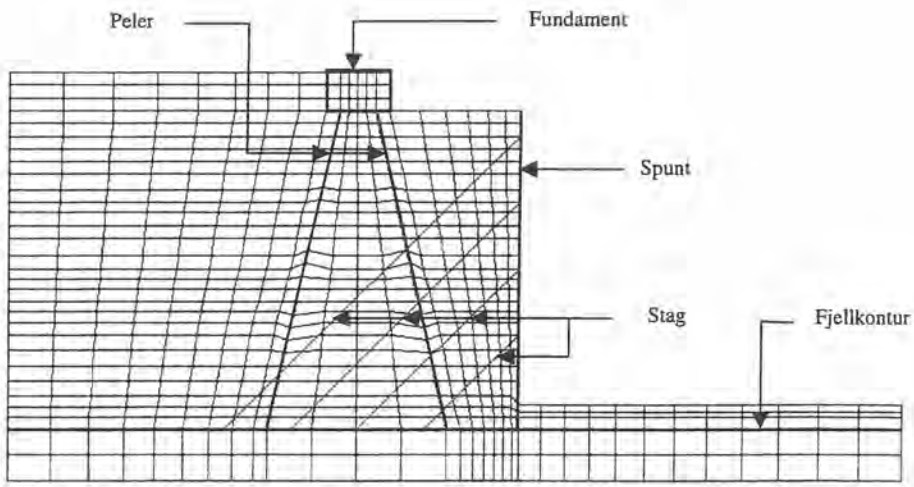


Fig.6 - Elementmodell - endelig utgravd

5.2 Måling og beregning av deformasjoner, bruksgrensetilstanden γ_m=1,0

Som nevnt under kap. 4.1 ble det under endelig dimensjonering av spunten benyttet totalspenningsanalyser, da disse ga de største belastningene. Beregninger av deformasjoner med effektivspenningsanalyser ble derfor ikke utført for endelig valgt avstivningssystem med SPUNT-A3.

Nedenfor er det vist kurver for 3 snitt mot E18, snitt A, C og C2. Plassering av de valgte snittene er vist på fig.7. Det ble satt inklinometerkanaler på spunt i disse snittene, i tillegg til at det ble satt enkeltstående kanaler i foringsrør i løsmasser nær inntil pelene for E18-kulverten. Måling av deformasjoner er utført av Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet.

Resultater fra beregningene er sammenlignet med målte verdier for endelig utgravd nivå. Det er verdt å merke seg at både de målte og beregnede deformasjoner av spunten i det alt vesentlige var ut fra gropa. Dette skyldes at det av hensyn til pelene under E18-kulverten var gunstig å spenne opp stagene så mye at en slik deformasjonstilstand oppsto.

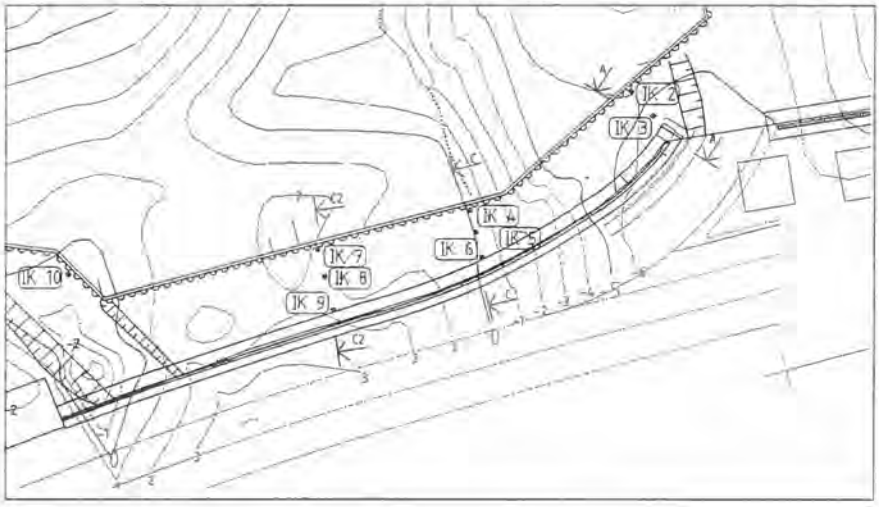


Fig.7 - Plassering av inklinometerkanaler og snitt mot E18-kulverten

5.2.1 Snitt A. Fjell på kt. –6, k/s-peler fra kt. 7,5

Kanal på spunt

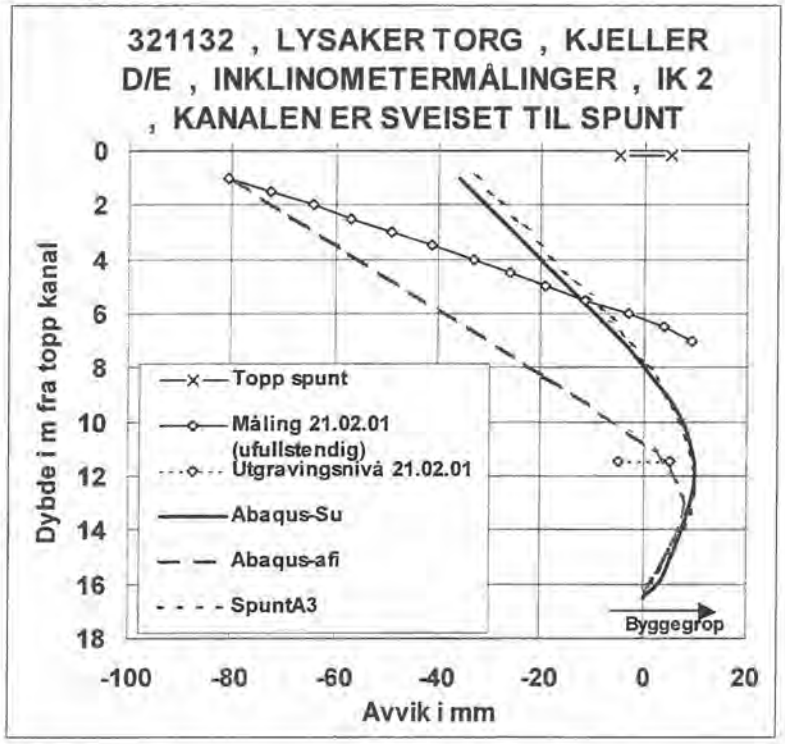


Fig.8 - Målte og beregnede deformasjoner i snitt A - Kanal på spunt

Da siste måling skulle utføres var kanalen tett midtveis. Trolig hadde det kommet masser ned i kanalen som hadde frosset. Målingene ble avsluttet midtveis på spunten. De gir allikvel en tydelig indikasjon på størrelsesorden av deformasjonene videre nedover langs spunten

Snitt A. Fjell på kt. –6, k/s-peler fra kt. 7,5

Kanal foringsrør i løsmasser

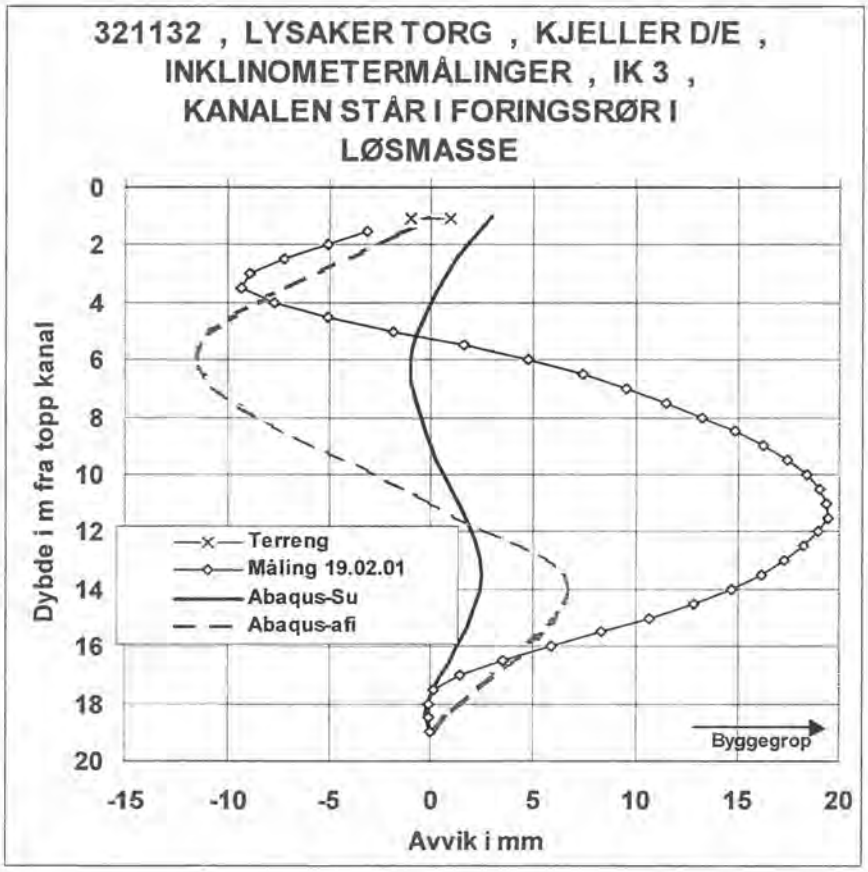


Fig.9 - Målte og beregnede deformasjoner i snitt A - Kanal i løsmasser

5.2.2 Snitt C. Fjell på kt. –3, k/s-peler fra kt. 7,5

Kanal på spunt

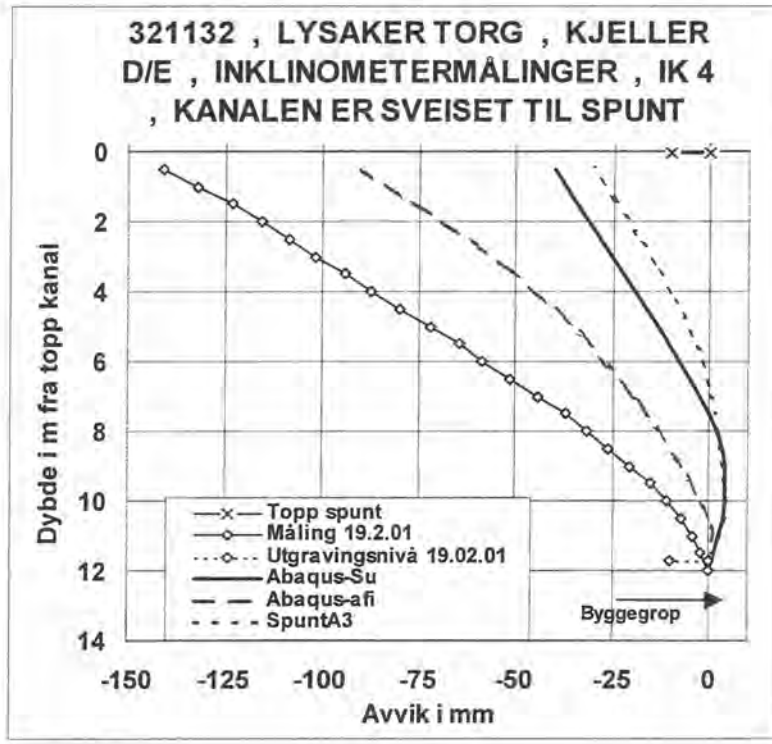


Fig10 - Målte og beregnede deformasjoner i snitt C - Kanal på spunt

Fjell på kt. –3, k/s-peler fra kt. 7,5

Kanal foringsrør i løsmasser

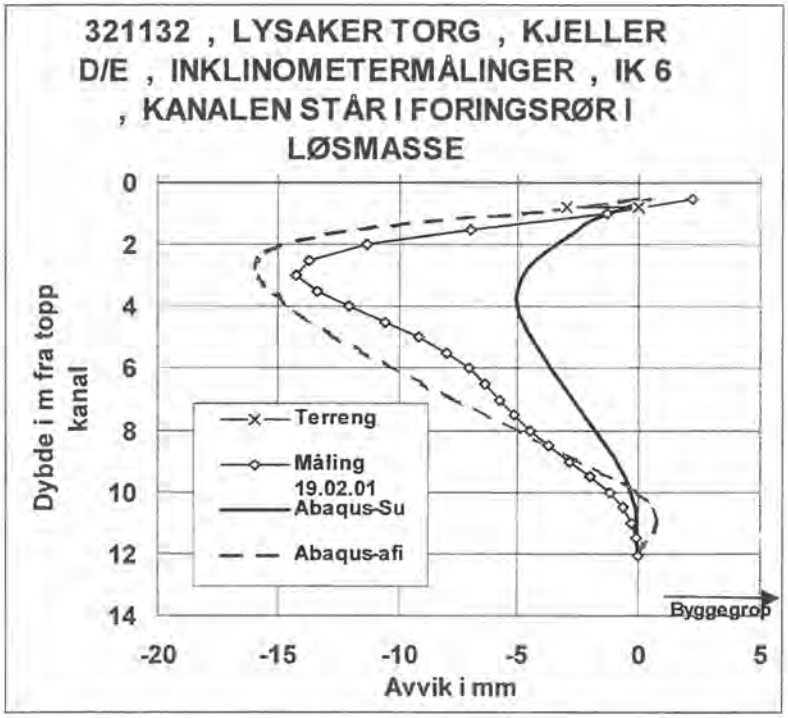


Fig.11 - Målte og beregnede deformasjoneri snitt C - Kanal i løsmasser

5.2.3 Snitt C2. Fjell på kt. 0. Ikke k/s-peler

Kanal på spunt

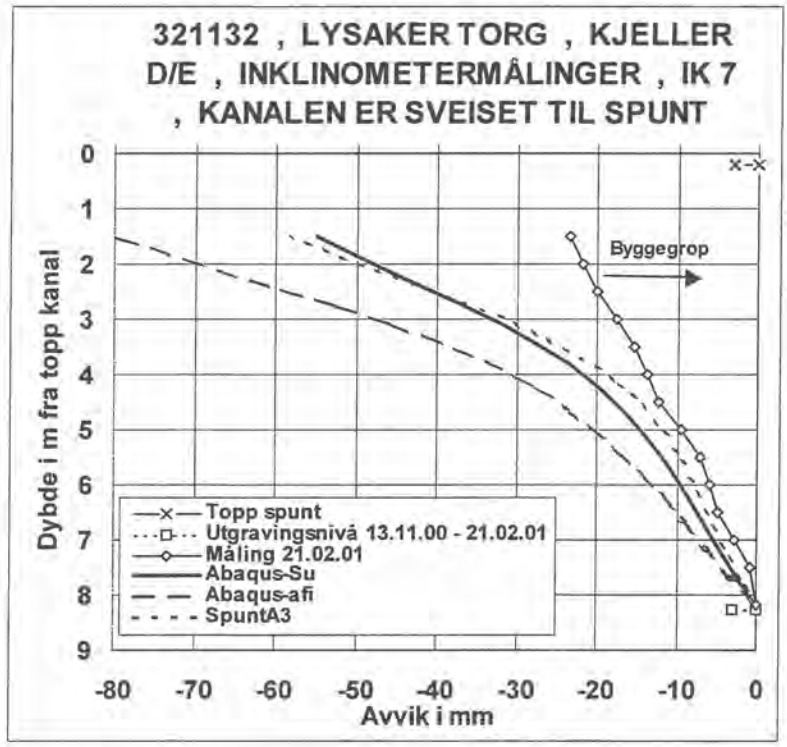


Fig.12 - Målte og beregnede deformasjoner i snitt C2 - Kanal på spunt

Snitt C2. Fjell på kt. 0. Ikke k/s-peler

Kanal foringsrør i løsmasser

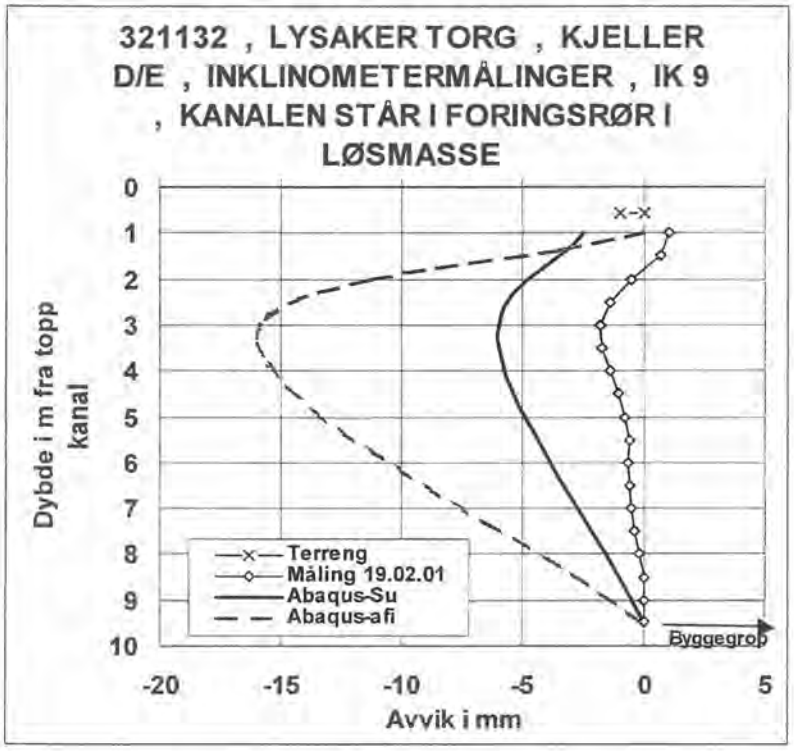


Fig.9 - Målte og beregnede deformasjoner i snitt C2 - Kanal i løsmasser

5.2.4 Generelle kommentarer

- Det var bra samsvar mellom resultater beregnet med totalspenningsanalyse i SPUNT-A3 og ABAQUS
- Effektivspenningsanalysene ga verdier som samsvarte brukbart med de målte, der det var k/s-peler foran spunt
- I snitt C2 viste beregningene vesentlig større deformasjoner enn det som virkelig ble målt

Det er ikke utført etterberegning av deformasjoner der det er tilstrebet å finne de deformasjonsparameterne som gir de målte verdiene. Det er heller ikke utført en grundig vurdering/analyse av hvorfor det er effektivspenningsanalysene som gir det beste bildet av deformasjonene der det er benyttet k/s-peler foran spunt. Ei heller hvorfor deformasjonene ble beregnet å være mye større enn det de ble for område der det ikke er benyttet k/s-peler.

Nå i ettertid ser vi klart behovet for etterberegning basert på numeriske betraktningsmetoder. Ved en slik betraktningsmetode med kalibrering av materialmodellene mot målte verdier har man et sikrere grunnlag for å kunne vurdere den virkelige restkapasiteten for pelene under E-18 kulverten.

5.3 Sammenligning av stagbelastninger

Sammenligning av stagbelastninger er gjort for snitt A og C, for endelig utgravd fase i bruksgrensetilstanden.

Stagene er nummerert fra toppen og ned. Kreftene er gitt pr. stag i aksiell retning.

Snitt A

	ABAQUS (tot.sp)	SPUNT-A3 (tot.sp)	ABAQUS (eff.sp)
Max. Moment [kNm]	312	340	355
Stag 1 [kN]	936	771	849
Stag 2 [kN]	1043	912	980
Stag 3 [kN]	1500	1458	1355
Stag 4 [kN]	1718	1641	1578

Snitt C

	ABAQUS (tot.sp)	SPUNT-A3 (tot.sp)	ABAQUS (eff.sp)
Max. Moment [kNm]	297	266	292
Stag 1 [kN]	900	777	911
Stag 2 [kN]	1000	918	1002
Stag 3 [kN]	1400	1461	1197
Stag 4 [kN]	1736	1641	1676

De ulike analysemetodene og jordmodellene ga bra samsvar mhp belastninger på avstivningssystemet.

7. KORT OPPSUMMERING AV ERFARINGER FRA ANLEGGSARBEIDENE

7.1 Spuntarbeider

Planlegging av spuntarbeidene krevde mye innsats. Foruten hensynet til de før omtalte pelene under E18-kulverten og Vollsveien, måtte det tas hensyn til gamle stag i grunnen. I forbindelse med bygging av E18-kulverten i begynnelsen av 90-årene ble det satt en spuntvegg parallelt med kulverten, se figur 2. Denne veggen ble trukket etter å ha gjort sin misjon, men stagene som sto på skrå inn i NCCs byggetomt ble ikke fjernet. Den nye spuntveggen mot E18 måtte derfor rammes over disse stagene. Stagene sto i rør med mørtel, men var selvfølgelig slakke i og med at spunten var trukket.

Under rammingen merket man ikke de gamle stagene, de ble presset ned i leira av spunten og la seg under spuntfoten uten at det oppsto problemer. Det var heller ingen

andre nevneverdige problemer i forbindelse med spuntramming, montering av fordyblingsbolter eller etablering av stag.

7.2 Boring av kalk/sement-peler

De før nevnte stagene fra spuntveggen som var trukket ble ansett å kunne være et problem ved boring av k/s-pelene. Underentreprenøren for disse arbeidene fryktet at stagene ville kunne ødelegge boreutstyret. For å redusere sjansen for å treffe stagene, tok man tak i toppen av dem med en gravemaskin og trakk dem opp fra 45graders vinkel til vertikal stilling. Dette ble gjort etter at toppmassene var gravd av og metoden var da mulig på grunn av den bløte leira. For øvrig bød ikke boringen på spesielle problemer, men som vanlig var det en diskusjon om hvor tett inntil spuntveggen man kunne komme med k/s-pelene. Det var ønskelig å få dem så nær veggen som mulig, da deres formål var å redusere deformasjonen av veggen. Pelene ble derfor satt før første rad med stag og puter ble montert.

7.3 Poretrykk

Til tross for infiltrasjon av vann i grunnen gjennom flere brønner, sank poretrykket ved fjell etter hvert som det ble sprengt ut for kjelleren. Det ble også gradvis en reduksjon av poretrykket i løsmassene. På forhånd var det fra de prosjekterendes side påpekt betydningen av å få vann inn mellom spunt/fjellskjæring og kjellervegger så raskt som mulig. Snarlig "påfylling" ville redusere setningene av omkringliggende terreng. Det ble angitt hvor høyt vannet rundt kjelleren kunne stå i forhold til vekten av betongkonstruksjonene. Spesielle forhold rundt støping av kjellerveggene og fylling av masser på utsiden av disse, gjorde at man måtte vente lenger enn forutsatt med å fylle inn vann. Dette har imidlertid ikke gitt merkbare konsekvenser for omgivelsene.

7.4 Tilbakefylling med "tung lettklinker" var vellykket

Det ble som tidligere nevnt benyttet en spesiell høyfast og tung lettklinker som ble blåst inn mellom spuntvegger/bergskjæring og kjellervegger. Totalentreprenøren kom til at dette var en kostnadsmessig gunstig løsning, i det man lettvint fikk massene på plass i den smale spalten på utsiden av betongveggene. Disse massene har egenskaper som kan sammenlignes med grus og er faste nok til at de ikke deformeres nevneverdig når stagene kappes og de utsettes for jordtrykket som spuntveggene tidligere tok opp. Derved blir ikke setningene i massene rett på utsiden av spuntveggene større enn om det hadde vært benyttet stein eller grus som fyllmasser.

7.5 Som bygget-tegninger er viktig for fremtidig byggevirksomhet!

I forbindelse med planlegging av kjelleren og grunnarbeidene på denne spesielle tomta, møtte vi mange av utfordringene som bygging i tettbygd strøk gir. Selv om E18-kulverten og den pelede fyllingen for Vollsveien var bygget mindre enn 10 år tidligere, krevde det forholdsmessig mye innsats å få frem alle detaljer vedrørende utforming av disse konstruksjonene. I forbindelse med grunnarbeider vil vi derfor påpeke nødvendigheten av nøyaktig registrering av så vel permanente som midlertidige konstruksjoner i grunnen. Det bør lages "som bygget-tegninger" der plassering av spuntvegger, stag, poretrykksmålere, vanninfiltrasjonsbrønner, inklinometerkanaler osv. blir angitt. Disse tegningene bør også angi lengde av stag og peler i fjell, hvilke stag

som er kappet og om spuntvegger er trukket. Fremtidens ingeniører vil da kunne sende varme tanker til sine omtenksomme kolleger fra fortiden når de skal i gang på nabotomta, med ombygging på samme tomt eller etablere en tunnel under tomta! Lysakerområdet er fortsatt i støpeskjeen og det har allerede vært vurdert å drive tunnel under byggegropa som her er omtalt. Strekkpeler langt ned i berget kan i denne forbindelse være en klar ulempe, for ikke å si begrensning for en slik tunnel.

8 REFERANSER

/1/ NGI Publikasjon nr. 16

/2/ Norconsult 31.05.99
Lysaker Torg Bygg D/E
Grunnundersøkelser - Datarapport