Redaksjon:
Arne Myrvang
Torbjørn Johansen
Ingrid Dahl Hovland
Knut R. Berg

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK GEOTEKNIKK

1992

Fjellsprengningsteknikk – Bergmekanikk – Geoteknikk

1992

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1992

© FORFATTERNE, 1992

Trykk: *GCS AS, Oslo*
Bind: *GCS AS, Oslo*

ISBN 82-519-1054-4
ISSN 0802-8028

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
26. november 1992
Arrangør: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

BERGMEKANIKKDAGEN
27. november 1992
Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe

GEOTEKNIKKDAGEN
27. november 1992
Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening

Hovedarrangør:
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

FORORD

Årets arrangement er det 30. i rekken. Emnene er hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Boken inneholder referat fra foredrag holdt på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 26. og 27. november 1992.

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

Hovedarrangøren, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, vil takke alle medvirkende forfattere for den innsatsen som er nedlagt i utarbeidelsen av forelesninger og referater. Forfatterne har det hele og fulle ansvar for foredragets innhold, ortografi og billedmateriale.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

Kai A. Sørbråten Knut R. Berg

DEL I: FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

1. Direktør Kai A. Sørbråten, Selmer A/S, Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF)
   ÅPNING

2. Sivilingeniør Vidar Aarvold, VS-gruppen
   GJØVIKHALLEN - ANLEGGSMESSIGE ARBEIDER

3. Distriktssjef Petter Jensen, Dyno
   GJØVIKHALLEN - REGISTRERING OG EVALUERING AV SPRENGNINGSTEKNISKE PARAMETRE. BRUK AV ELEKTRONISKE TENNERE

4. Dr.ing. Tore Lasse By, Norges Geotekniske Institutt
   GJØVIKHALLEN - SAMMENDRAG AV RESULTATER FRA BERGTEKNISK FORSKNING

5. Professor, dr.ing. Einar Broch, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH
   NORSK TUNNELTEKNOLOGI PÅ DET INTERNASJONALE MARKEDET

6. Sivilingeniør Johannes Hope, Statkraft, Sekretær i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
   INNTRYKK FRA EKSKURSJONEN TIL TSJEKKOSLOVAKIA

7. Sivilingeniør Johann Steffensen, Drammen kommune
   MIKROTUNNEL I DRAMMEN

8. Sivilingeniør Steinar Johannessen, Eeg Henriksen Anlegg A/S
   FULLPROFILBORING VS. KONVENSJONELL DRIFT MERÅKER, ANBUDSVURDERING OG SLUTTRESULTAT

9. Markedssjef Birger Nilsson, Kraftbyggarna
   FULLPROFILBORING VED KLIPPEN, SVERIGE

10. Overingeniør Erik Dahl Johansen, Statkraft, Svartisenanleggene
    OPPSUMMERING ETTER 60 KM FULLPROFILBORING VED SVARTISEN

11. Bergingeniør Peter Brugmans, A/S Sydvaranger
    OVERGANG TIL UNDERJORDSDRIFT VED A/S SYDVARANGER

12. Bergingeniør Sven Fagerli, Elkem Nefelin A/S
    STORSKALA UNDERJORDSDRIFT VED ELKEM NEFELIN, STJERNØY

13. Sivilingeniør Geir Hafsaas, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
    KVALITET AV SIKRINGSARBEIDER - PRESENTASJON AV RESULTATER FRA TO DIPLOMOPPGAVER UTFØRT HØSTEN 1991

14. Geolog Arne Grønhaug, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
    VANN- OG FROSTSIKRING AV TUNNELER

15. Avdelingsingeniør Jan Kårstein Olsen, Statens Vegvesen Telemark
    SPRENGNING OG SIKRING AV HØYE SKJÆRINGER I TELEMARK

16. Sivilingeniør Per Smedberg, A/S Titania
    DAM FOR LANDDEPONI VED TITANIA

17. Sivilingeniør Arvid Dokken, Selmer A/S
FINSETUNNELEN

18. Sivilingeniør Egil Robstad, Statoil
KRAV TIL KVALITET OG SIKKERHET VED LANDFALLSTUNNEL, TROLL FASE I-UTBYGGINGEN

DEL II:
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

FELLESSESJON

19. Dr.ing O.T. Blindheim, eget firma
NORSK BERGMEKANIKK I UTLANDET - HVA KAN VI OG HVA TRENGER VI Å FORBEDRE

20. Sivilingeniør Ole Kr. Fjeld, Geoteam A/S
GEOFYSISKE UNDERSØKELSER FOR STRATEGIC SEWAGE DISPOSAL SCHEME I HONG KONG

21. Dr. James J. Scott, Scott M.T,S., USA
ROOF BOLTING IN MINING - USA

22. Sivilingeniør Hans Petter Jensen, eget firma
SVENSKE NORMER OG NORSK PRAKSIS. ERFARINGER FRA STÅLRØRSPELING OG ANDRE FUNDAMENTERINGSARBEIDER FOR IGELSTADVIKEN JERNBANEBRO, SVERIGE

23. Dr.ing. Tore Lasse By, Norges Geotekniske Institutt
NORSK STANDARD FOR RYSTELSER FRA SPRENGNING

BERGMEKANIKK

24. Sivilingeniør Ingrid Dahl Hovland, Statens Vegvesen Akershus
FORMANNENS 10 MINUTTER

25. Professor, dr.ing. Bjørn Nilsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH
LAGERING AV RADIOAKTIVT AVFALL - INNTRYKK ETTER STUDIEOPPHOLD I USA

26. Cand.scient Jan Kristiansen, Norges Geotekniske Institutt
KONTINUERLIG BERGTRYKKSMÅLINGER I SMÅHULL (46 - 50 mm) VED HYDRAULISK SPLITTING, EKSEMPEL FRA GJØVIK ISHALL

27. Sivilingeniør Gisle Stjern, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH
LASTOVERVÅKNING PÅ INSTRUMENTERTE BOLTER, GJØVIK ISHALL

28. Senioringeniør Tor Harald Hanssen, Norsk Hydro, Bergen
BRUK AV PETROLEUMSRELATERT BERGMEKANIKK MED FREMTIDIGE UTFORDRINGER

29. Arne Raaen, Statoils forskningssenter, Trondheim
ANELASTIC STRAIN RECOVERY. ASR-METODEN FOR Å FINNE SPENNINGSRETNINGER UT FRA OPPTATTE BORKJERNER PÅ SOKKELEN

30. Sivilingeniør Reidar S. Kjølberg, Berdal Strømme A/S
OMBYGGING AV SÅHEIM KRAFTVERK, RJUKAN. KOMPLISERTE SPENNINGS-FORHOLD I HØY DALSIDE

31. Forsker Stein Erik Hansen, SINTEF Bergteknikk
KONVERGENSMÅLING OG SPENNINGSOVERVÅKNING I GRUVE 7, SVALBARD

GEOTEKNIKK

32. Sivilingeniør Torbjørn Johansen, GeoVita A/S
FORMANNENS 10 MINUTTER

33. Dr.ing. Fritz Nowacki, Norges Geotekniske Institutt
STATUS FOR DET EUROPEISKE STANDARDISERINGSARBEIDET INNEN GEOTEKNIKK

34. Sivilingeniør Magne Ramlo, A.R. Reinertsen, rådg.ing.
SEMIPERMEABLE DAMMER FOR LANDDEPONIET PÅ A/S TITANIA

35. Avdelingsdirektør Kjell Karlsrud, Norges Geotekniske Institutt
BÆREEVNE AV FRIKSJONSPELER I LEIRE BELYST VED INSTRUMENTERTE PELEFORSØK

36. Sivilingeniør Bjørn Clausen, Multiconsult
UTGRAVING FOR RV. 283 UNDER JERNBANEN I DRAMMEN. ALTERNATIVT FORPROSJEKT MED BRUK AV FRYSING OG JETPELER

37. Sivilingeniør Jan Finstad, Noteby A/S
REHABILITERING AV USTABIL FESTNINGSMUR PÅ AKERSHUS FESTNING

38. Sivilingeniør Arnstein Watn, SINTEF Geoteknikk
JORDARMERING BRUKT TIL FORSTERKNING OG REHABILITERING AV TRAFIKKAREAL

Fjellsprengningsteknikk 1992
Bergmekanikk/Geoteknikk

Åpning av Fjellsprengningskonferansen

v/formannen i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
Kai Arild Sørbråten

Ærede forsamling

På vegne av styret i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) er det en glede å kunne ønske velkommen til den 30. Fjellsprengningskonferansen. Jeg retter en spesiell velkomst til foreningens æresmedlemmer, til våre utenlandske deltakere, og til statsråd Finn Kristensen som vil delta i forbindelse med konferansens jubileum.

Vår programkommité har presentert et program for årets konferanse som avspeiler vår innsats på anleggsområdet både innenfor og utenom rikets grenser.

Videre er mikrotunneldrift, anleggsmessige arbeider og forskningsresultater fra Gjøvikhallen og krav til kvalitet og sikkerhet ved ilandføring Troll Fase I innpasset i programmet, slik at det skulle være noe for enhver smak.

Jeg takker programkomitéen for dens innsats, og samtidig retter jeg en takk til våre foredragsholdere som velvillig påtar seg å utarbeide sine presentasjoner i tillegg til en travel hverdag.

NFF's styre har i inneværende år opprettholdt det aktivitetsnivå som vi har lagt oss på i de senere år.

Utenom flaggskipet vårt, Fjellsprengningskonferansen, er ambisjonsnivået å avvikle noen medlemsmøter samt en temadag hvert år. Dette for å knytte våre medlemmer bedre til NFF og samtidig styrke og ta vare på det unike miljø som vår anleggsvirksomhet representerer.

Generalforsamlingen ble avholdt samtidig med vår temadag om "Norske fjellsprengere i utlandet" den 28. april.
Temadagen og generalforsamlingen ble avholdt med henholdsvis 60 og 35 deltakere.

Åpent medlemsmøte ble arrangert 18. februar om "Tunneldrift i Nord-Italia" med ca. 40 deltakere. Dette var en oppfølging av en studietur arrangert i 1991.

I samarbeid med Norsk Betongforening og Norsk Bergmekanikkgruppe ble det 8. september arrangert åpent medlemsmøte om utkast til nye retningslinjer for sprøytebetong. Møtet samlet ca. 65 deltakere.

Medlemsmøter og temadag kombinert med generalforsamling vil bli avholdt på ettervinteren 1993. Informasjon om tidspunkt vil bli sendt ut på egen folder til våre medlemmer.

I samarbeid med NIF har vi i inneværende år gjennomført en rekke kurser: Om trafikk- og røranlegg i løsmasser og dårlig berg, om sprengning av tunneler og bergrom, om sprøytebetong, om ilandføring av olje og gass samt en studietur til Sveits.

Komité for internasjonal virksomhet utgav tidlig på året sin publikasjon nr. 8 "Norwegian Subsea Tunnelling", og publikasjon nr. 9 "Norwegian Rock Store Tunnelling" er planlagt utgitt tidlig i 1993.
Videre er "25 Recommandations on Contractual Sharing of Risks" utarbeidet av International Tunnelling Association, utgitt med forord på norsk.

Norsk fjellsprengningsteknikk er i inneværende år blitt presentert på en rekke konferanser og utstillinger rundt om i verden, blant annet ved NFF's ekskursjon til Tsjekkoslovakia hvor det ble avholdt to seminarer og, av en gruppe med tilknytting til NFF og fjellhallen på Gjøvik som deltok på arrangementet Geotech 92 i Tokyo tidligere i høst.

På forrige konferanse lanserte Jan Rygh sin idé om NORE, norsk samlet innsats på fjellsiden imot det internasjonale markedet. En utvikling av denne gode tanke har skjedd i løpet av siste år og forprosjektet er godt i gang, og av den totale kostnadsramme på kr 482.500,- bidrar NFF med kr 100.000,-. De resterende midler kommer fra Norges eksportråd, NTNF, Industrifondet og NGI.

Stiftelsen Norsk Fjellsprengningsmuseum ble etablert i eget møte på Hunderfossen 31. august og foreløpig er 12 stiftere med. Disse representerer offentlige forvaltninger, private rådgivere og entreprenører, leverandører og store byggherrer innen vår bransje.
NFF støtter fortsatt prosjektet økonomisk og praktisk i det spennende arbeidet med å skaffe midler tilstrekkelig for etablering av museet. Det er imidlertid ikke til å legge skjul på at de usikre utsiktene i såvel landets som de enkelte bedrifters økonomi gjør dette arbeidet meget krevende.
I godt samarbeid med Norsk Vegmuseum er imidlertid stiftelsen allerede i stand til å ta hånd om aktuelt utstyr og arkivalier.

Som skulle fremgå av ovennevnte er NFF en aktiv forening og har dessuten god kontakt mot såvel næringsliv som forsknings- og skolemiljø.

I den anledning vil jeg nevne at foreningen i inneværende år har tildelt samtlige 6 stipendsøkere støtte med i alt kr 175.000,-. Endel av dette er tilsagn for 1993, men jeg gjør likevel spesielt oppmerksom på at søknadsfristen for stipender kunngjøres årlig i medlemsbrev fra NFF.

Jeg ønske med dette alle vel møtt til en hyggelig og utbytterik konferanse og erklærer herved den 30. Fjellsprengningskonferanse for åpnet i det jeg gir ordet til dagens møteleder, professor Arne Myrvang.

Lykke til !

ANLEGGSMESSIGE ARBEIDER VED GJØVIK OLYMPISKE FJELLHALL.

Prosjektleder Vidar Aarvold

VS-Gruppen Gjøvik Prosjekt.
Boks 111
N-1314 Skui.

tlf: 02-138775 fax: 02-139089

Prosjektet Gjøvik Olympiske Fjellhall.

Gjøvik Olympiske Fjellhall bygges for bruk til ishockey under og etter de XVII Olympiske Vinterleker på Lillehammer i 1994. Hallen vil bli verdens største publikumshall i fjell med en total publikumskapasitet på 5400 sitteplasser.
Fjellhallen har byggemål :

bredde x lengde x høyde = 61 x 91 x 25 m

Den grensesprengende parameter i prosjektet er hovedspennet i hallen, som er 61 m. Hittil er det lengste spennet i verden for samme formål 38 m.

Bakgrunnen for entreprenørsammarbeidet i prosjektet.

VS-Gruppen Gjøvik Fjellhall er et arbeidsfellesskap mellom entreprenørselskapene A/S Veidekke og Selmer A.S. Selskapene har like store andeler i arbeidsfellesskapet.

VS-Gruppen har også utført flere store andre utbyggingsoppgaver andre steder i Norge. Av disse kan nevnes kraftutbygging på Dokka, Vinstra og Meråker samt utbygging for forsvaret på Andøya og Bodø flyplasser.

Bakgrunnen for at de to selskaper har gått sammen om utbyggingen av Gjøvik Olympiske Fjellhall er mangeartet. Det vesentligste er å utnytte hverandres kompetanse og ressurser i dette meget krevende oppdraget. Spredning av risiko har også vært et meget sentralt argument. De to entreprenørselskapene har i dette tilfelle måtte påta seg risiko og forpliktelser som langt overskrider det som er vanlig i norsk entreprisesammenheng.

Og hvorfor har man så gått til et slikt skritt og akseptert den risiko som ligger i prosjektet ?
Svaret er sammensatt. Momenter som ønske om jobb i et ellers magert marked kommer man selvsagt ikke utenom. Men meget fremtredende har også vært ønske om å gjøre sitt for å bidra

til et unikt prosjekt som kan bringe norsk anleggsvirksomhet generelt, og norsk fjellspregningsteknikk spesielt, ennå et par hakk oppover den internasjonale rangstige for BA næringen. Og for å skape utvikling er man faktisk nødt til å ta endel sjanser og man er nødt til å gå endel motbakker. Det har de to firmaene erkjent og har således vært villig til å gjøre sitt til at gjennomføringen av prosjektet har vært mulig.

Et annet aspekt av begrunnelsen for å gå inn i prosjektet, har vært ønske om å bidra til en økt forståelsen for at fjell er et utmerket byggemedium. Ikke minst i internasjonal sammenheng kan en økt interesse for bygging i fjell gi positive ringvirkninger for norsk BA næring. At Fjellhallen vil bli eksponert gjennom OL ser man også selvsagt positivt på i denne sammenheng.

Prosjektstruktur.

Utbyggingen gjennomføres som et totalprosjekt av VS-Gruppen Gjøvik Fjellhall. Dette betyr at VS er ansvarlig for både prosjektering , utforming og bygging av anlegget.
Anlegget leveres komplett og som et nøkkel i døren prosjekt.

I tillegg til selve utbyggingen utfører de to firmaene også endel av de prosjektadmistrative funksjonene samt koordinering mellom forskningsprosjektet og utbyggingen. Disse tjenestene utføres av VS Gruppen Gjøvik Prosjekt.

Byggherre er Gjøvik Olympiske Anlegg A/S (GOA) og byggherreombud er OL-94 Utbygging (Tidligere Lillehammer Olympiske Anlegg (LOA)).

Til prosjektering er firmaene Fortifikasjon A/S og Noteby engasjert. De tekniske leveranser som Elektro, Ventilasjon og Kjøling taes hånd om av hhv. Siemens A/S, ABB Miljø Norsk Viftefabrikk A/S og ORAS A/S.

Total kostnad for hele utbyggingen er beregnet til 130 mill kr.

Forhold til omgivelsene.

Fjellhallen ligger plassert omtrent midt i Gjøvik by. Det betyr at det er bebyggelse av forskjellig slag i meget kort avstand fra hallen. Dette har satt meget store krav til gjennomføringen av sprengningsarbeidene slik at rystelsene ikke overskrider fastsatte grenser. Det er gjennomført omfattende registreringer av omkringliggende bebyggelse både før og etter sprengningsarbeidene samt målinger og registreringer av både rystelser og setninger.
Det kan i denne sammenheng opplyses at de skader som er registrert er av meget beskjedent omfang tatt i betraktning de arbeider som er utført.

Informasjon til omgivelsene.

Det er gjennomført et omfattende informasjonsprogram både før og under selve utsprengningsarbeidene.

Før anleggsarbeidene startet ble det avholdt en rekke informasjonsmøter og det ble delt ut info-brosjyrer til samtlige husstander i byen.

Videre har man lagt stor vekt på å holde en god og nær kontakt med de beboerne som har vært mest berørt av anleggsarbeidet.

Informasjonen har ikke bare dreid seg om selve sprengningsarbeidene , men også om bla. transporten av steinmassene. Det kan her nevnes at det i denne forbindelse er transportert anslagsvis 25.000 lastebillass gjennom Gjøviks gater.

Det har også blitt avholdt et par såkalte åpne dager hvor publikum har fått anledning til å komme inn og se i selve hallen.

Dette informasjonsopplegget har i vesentlig grad bidratt til at prosjektet så lang er gjennomført uten stor protester og klager fra byens beboere.

Hvor godt vårt info-opplegg har fungert vil vi få svar på i forbindelse med sluttrapporten fra et av delprosjektene i Forskningsprosjektet. Det forskes nemlig bla. på hvordan omgivelsen har oppfattet dette å ha en Fjellhallutbygging som nærmeste nabo i et par års tid.

Framdrift.

Spregningsarbeidene startet 2. april 1991 og var avsluttet til årskifte 91/92. Dvs. det medgikk 8 måneder mot planlagt 12 måneder.

Prosjektets fase 2 , dvs. den fasen som omfatter de øvrige bygningsmessige samt de tekniske installasjoner, startet tidlig januar då. Ferdigstillelse av hele prosjektet er nå planlagt til 1. april 1993, framfor 1. august 1993 som er kontraktens bestemmelse.

Utsprengningen.

Man hadde i prinsippet to angrepspunkter. Det ene gjennom den såkalte Mustadtunnelen. Denne fungerer som en driftstunnel under anleggsarbeidet mens den i ettertid vil være en nødutgangstunnel. Det andre punktet var gjennom Hovedadkomsttunnelen fra Røverdalen.
Første fase besto i å drive Mustadtunnelen ned til hallen til et nivå ca. 8 m under hengen og deretter en pilottunnel tvers gjennom hallen i ca 10 m bredde. (Se " Pilottunnel " på vedlagte skisse).

I fase 2 ble det strosset ut til 14 m bredde på hver side av pilottunnelen slik at man fikk et rom på ca. 38 m. bredde og 91 m lengde. Til da var det kun utført arbeidssikring i form av bolting, og man startet deretter den permanente sikring.

Den permanente sikring i hengen består av vekselvis 6 m og 12 m lange bolter plassert systematisk i et rutenett på hhv. 2.5 x 2.5 m og 5.0 x 5.0 m.
De 6 m lange boltene er 25 mm kamstålbolter, mens de 12 m lange boltene består av 2 stk. 0.5 " kabler. Kabelbolter er lite brukt i Norge, men er mye brukt i andre land. De har den fordelen at de kan monteres i store lengder selv om høyden på rommet er begrenset. Alle bolter er fullt innstøpt med sementmørtel. I tillegg består den permanente sikringen av hengen av 10 cm fiberarmert sprøytebetong.

Mens fase 1 og 2 ble fullført, drev man inn gjennom Hovedadkomstunnelen til Hallen. Fra denne adkomsten ble det drevet to tunneler, en til hver side på stigning opp til vederlagene. Vederlagstunnelene ble drevet ut i 5-6 m bredde.
(Se " Vederlag " på vedlagte skisse)

Neste fase besto i å fjerne de gjenstående pilarer på hver side, (Se " Pilar ") samt å permanent sikre med bolter og sprøytebetong gjenstående del av takflaten og endeveggene.

Den siste fasen besto i tradisjonell pallsprenging med stenderboring i to etapper ned til endelig nivå. Resterende vegger ble så sikret med bolter lengde 5 og 10 m samt sprøytebetong med 10 cm tykkelse.

Sprengningen har stort sett foregått med Nonel tennere, men også noen eksperimenter med elektroniske tennere har vært forsøkt.

Konturboringen har vesentlig foregått som presplitt med hullavstand ca 80 cm og ladning med rør.

Hallen er som tidligere omtalt, nært omgitt av bebyggelse i dagen samt øvrige anlegg inne i samme fjellparti. Denne plassering har satt meget store krav til gjennomføringen av sprengningsarbeidene slik at rystelsene ikke overskrider fastsatte grenser. Det er gjennomført omfattende målinger og registreringer av både rystelser og setninger.

Forskningsprosjektet.

Gjennomføringen av Fjellhallprosjektet er på mange måter banebrytende. Prosjektet er derfor gjenstand for en rekke forskningsprosjekter. Endel av disse er allerede utført eller under utførelse, mens andre ligger noe lengere fram i tid.

Endel av resultatene fra forskningen er anvendt under konstuksjon og bygging. Dette gjelder spesielt de fjelltekniske

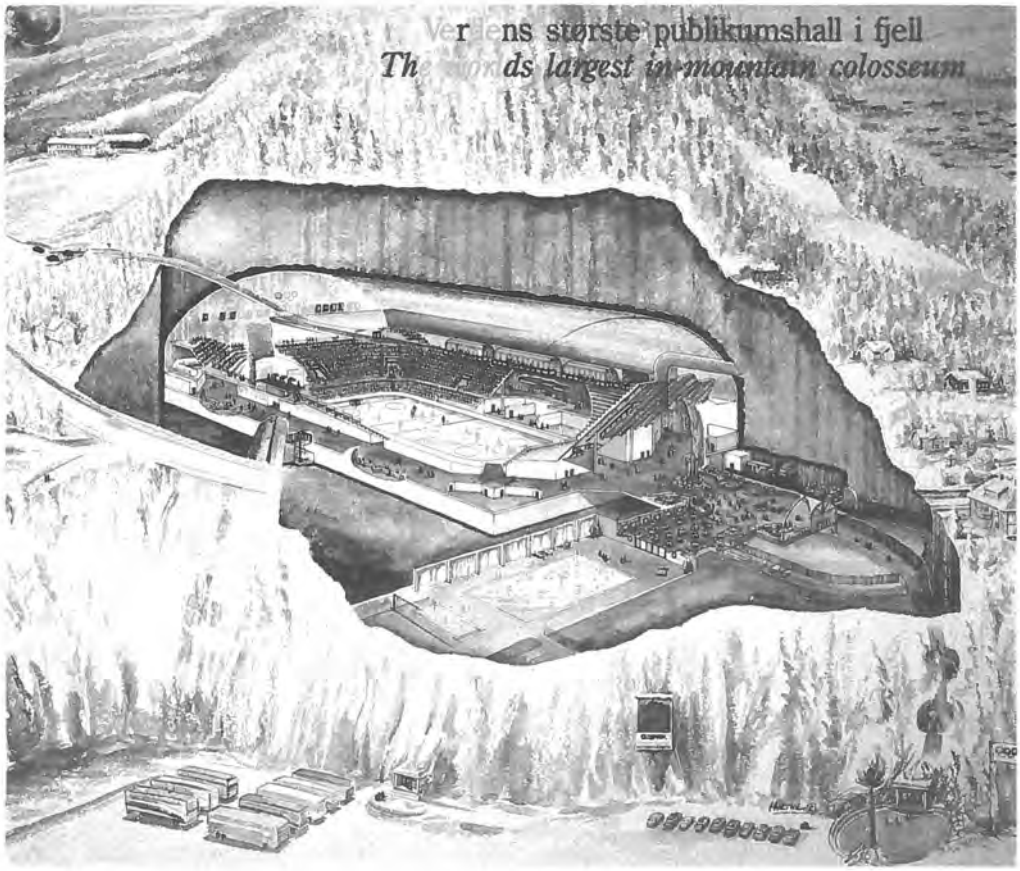
forhold hvor forskningsresultatene har vært til stor nytte under selve sprengningsarbeidene samt ved fastleggelse av sikringsmengdene.
Videre er forskningsresultatene nyttet ved bla. fastsettelse av kravene til brann- og rømmningssikkerhet.

Forskningen utføres av Norges fremste institusjoner på de aktuelle felt. Av disse kan nevnes SINTEF/NTH i Trondheim samt NGI i Oslo.

Hva er så det spesielle med Fjellhallprosjektet ?

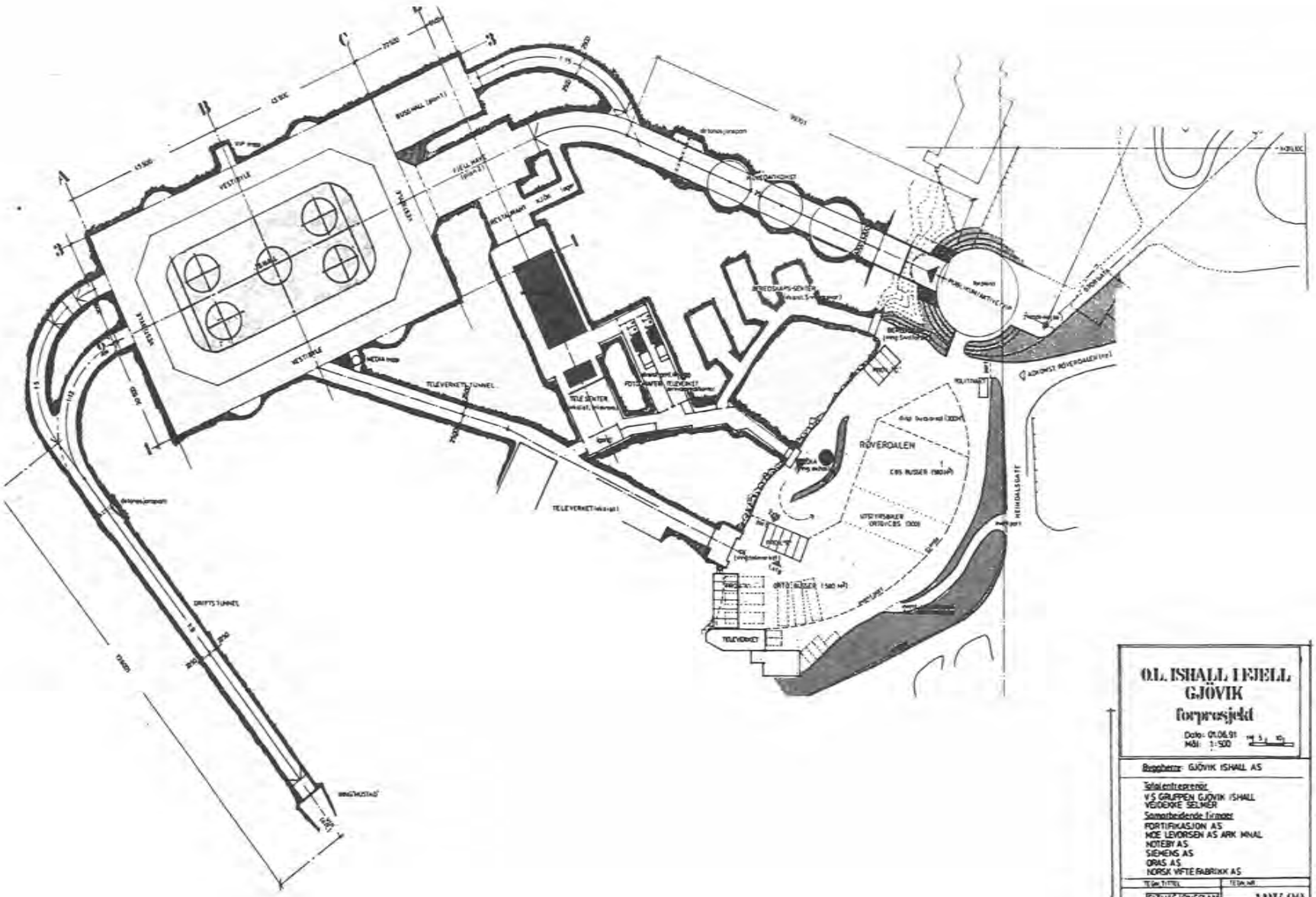
Prosjektet er stort og omfattende , men de fleste elementene som er nyttet er kjente og har ordinære størrelser. Det mest utfordrende moment er opplagt det store spennet man har dristet seg til å nytte.
Derfor er det de fjelltekniske spørsmål som påkaller den største oppmerksomhet.

Det spesielle i prosjektet er således at man har kombinert en tradisjonsrikt norskt næring , nemlig tunneldrift, med solid norsk fjellteknologi. Begge deler er i verdensklasse . Når man så legger til en god porsjon viljestyrke, optimisme og ikke minst mot , ja da er man istand til å sette verdensrekorder !

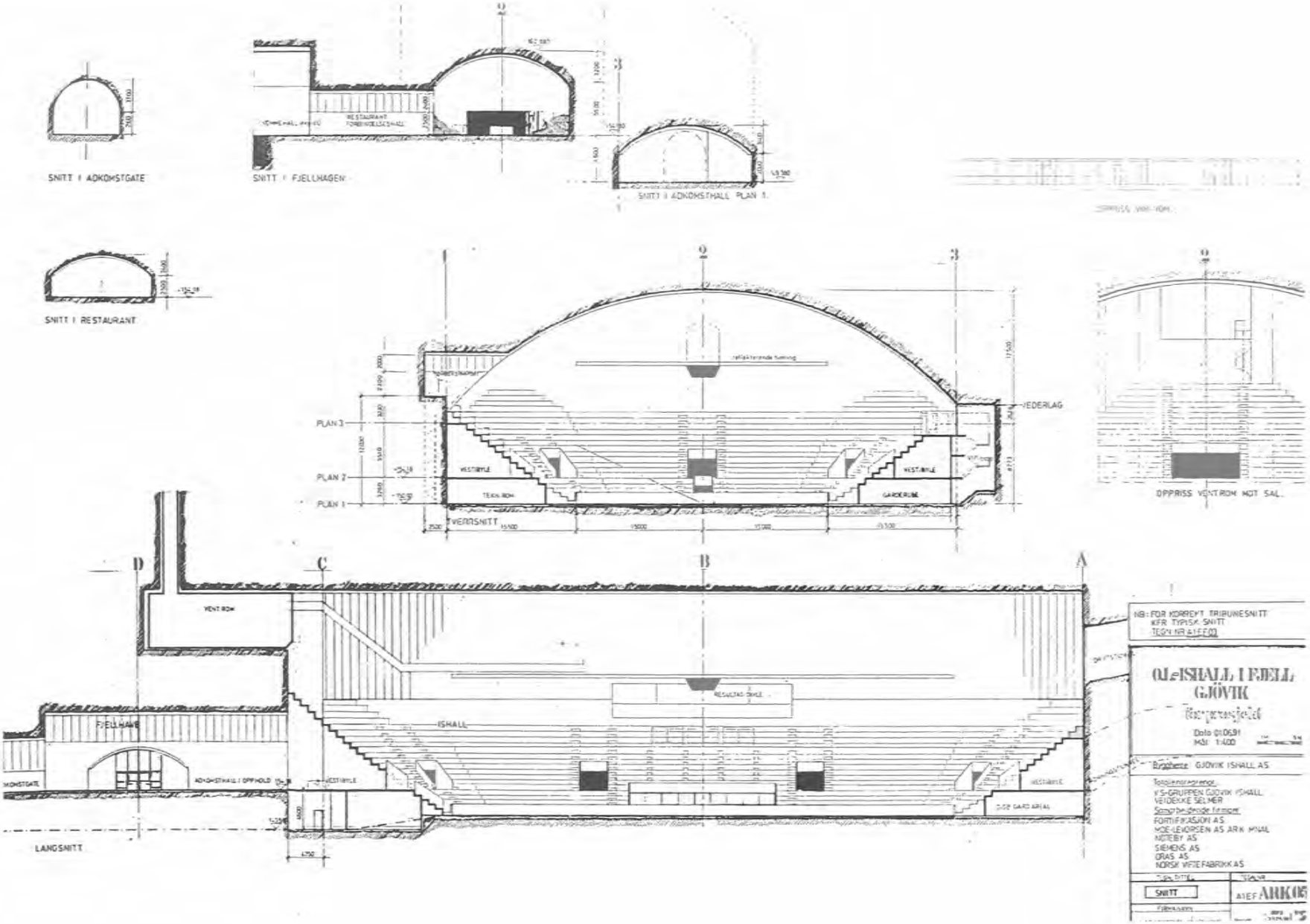


GJØVIK

Olympiske Fjellhall

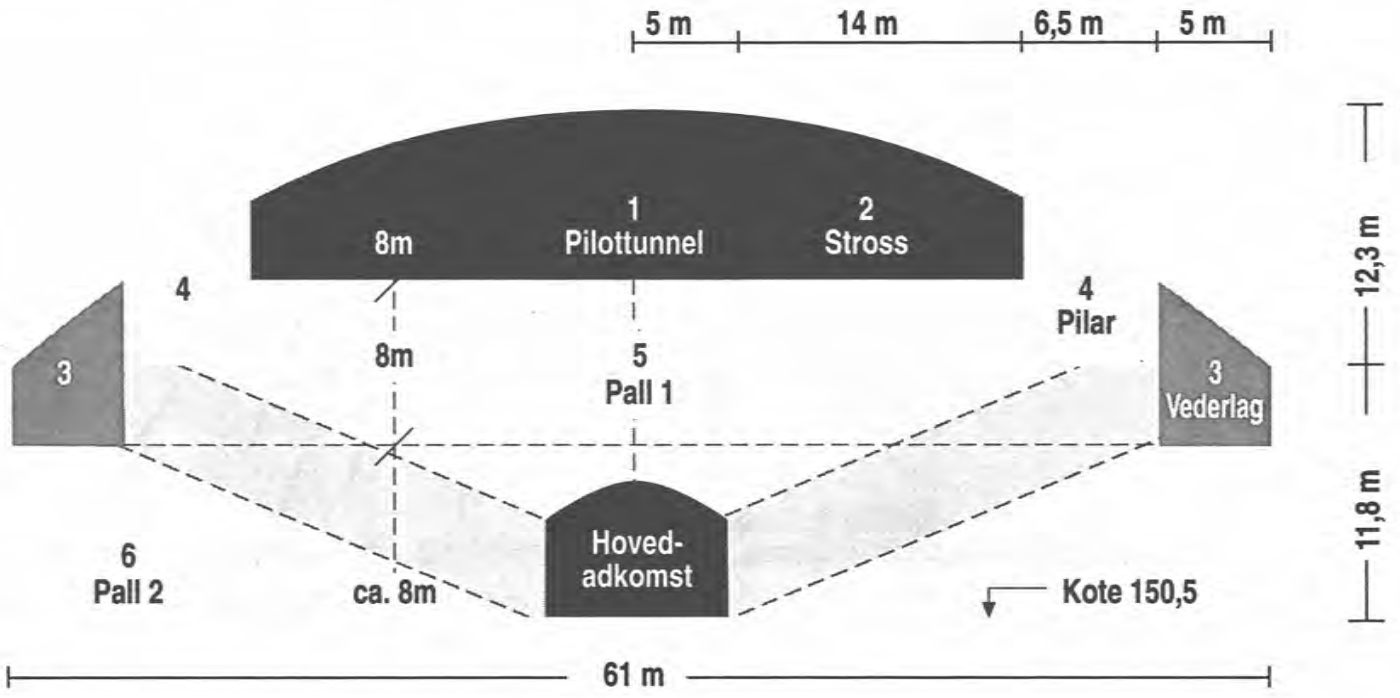


O.L. ISHALL I FJELL
GJÖVIK
forprosjekt
Dato: 01.06.91
Mål: 1:500
Byggherre: GJÖVIK ISHALL AS
Totalentreprenör
V S GRUPPEN GJÖVIK ISHALL
VEIDEKKE SELMER
Samarbeidende firmaer
FORTIFIKASJON AS
MOE LEVORSEN AS ARK MNAL
NOTEBY AS
SIEMENS AS
ORAS AS
NORSK VIFTE FABRIKK AS
SITUASJONSPLAN
A1EF ARK.00
TELEVERKET
TELEVERKET TUNNEL
DRIFTS TUNNEL
HEIMDALSGATE
ROVERDALEN


SNITT I ADKOMSTGATE
SNITT I FJELLHAGEN
SNITT I ADKOMSTHALL PLAN 1.
SNITT I RESTAURANT
PLAN 3
PLAN 2
PLAN 1
VESTIBYLE
TEKN. ROM
GARDEROBE
VEDERLAG
VERRSNITT
OPPRISS VENTROM MOT SAL.
VENT ROM
FJELLHAVE
ISHALL
RESULTAT-DIKLE
ADKOMSTHALL I OPPHOLD
LANGSNITT
NB: FOR KORREKT TRIBUNESNITT
KFR TYPISK SNITT
TEGN NR 41FF03
OL-ISHALL I FJELL
GJÖVIK
Data 01.06.91
Mål 1:400
Bygherre: GJÖVIK ISHALL AS
Totalentreprenør:
V'S-GRUPPEN GJÖVIK ISHALL
VEIDEKKE SELMER
Samarbeidende firmaer:
FORTIFIKASJON AS
MOE-LEVORSEN AS ARK. MNAL
MOTEBY AS
SIEMENS AS
ORAS AS
NORSK VIFTEFABRIKK AS
SNITT
A1EF ARK05

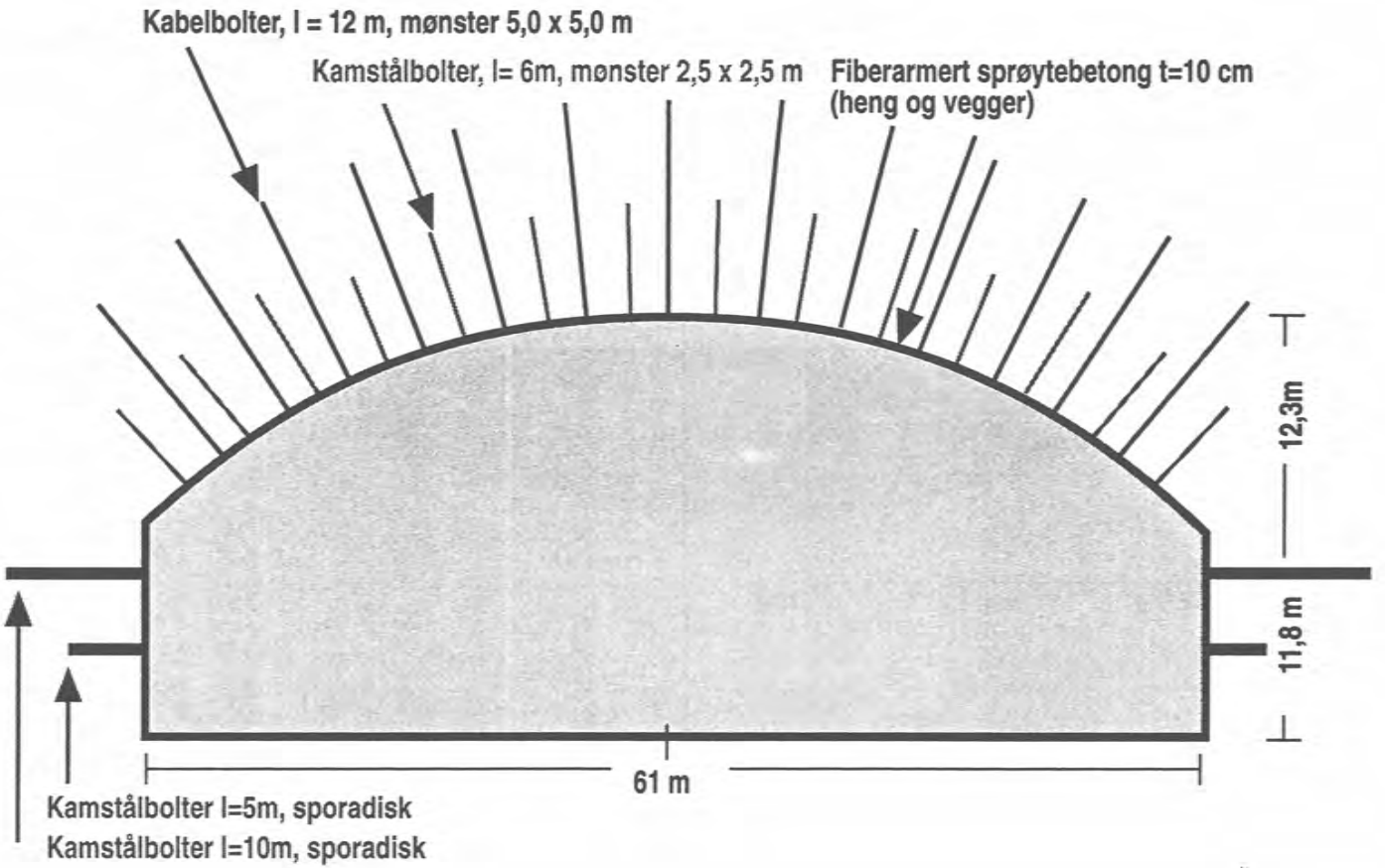
Gjøvik Ishall

Utsprengning – Faseinndeling



Gjøvik Ishall

Prinsipp for permanente sikringsarbeider



Gjøvik Olympiske Fjellhall - Registrering og evaluering av sprengningstekniske parametre. Bruk av elektroniske tennere.

Gjövik Olympic Rock Cavern - Registration and evaluation of blasting parametres. Application of electronic detonation.

Distriktssjef Petter S. Jensen
DYNO INDUSTRIER A.S, Sivile Sprengstoffer Norge

SAMMENDRAG

Gjennomføringen av sprengningsarbeidene ved Gjøvik Olympiske Fjellhall er en milepæl for Norsk fjellsprengningsteknikk. Det store spennet, samt at sprengningsarbeidene foregikk i et område med strenge rystelsesrestriksjoner, krevde nøye planlegging og oppfølging av hver salve. Tennsystemet og vibrasjonsmålinger, sammen med nøyaktig boring, er nøkkelen til kontrollerte sprengninger og høy produksjonskapasitet.

SUMMARY

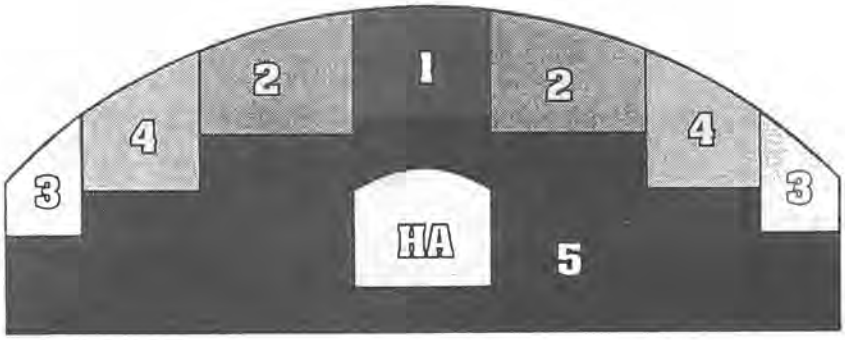
Accomplishment of the blasting works at the Gjövik Olympic Rock Cavern is a milestone for Norwegian hard rock blasting technology. The large span and the neighbouring urban areas demanded detailed planning and strict supervision of each blast. The ignition system and vibration monitors are the main aid to keep a controlled vibration level combined with a high production rate.

Dyno Industrier's bidrag til realiseringen av Gjøvik Olympiske Fjellhall har vært å stille sprengstoffer, tennmidler og sprengningsteknisk ekspertise til disposisjon for byggherre/entreprenør.

Det har medgått 170 tonn sprengstoff, hvilket betyr et gjennomsnitt på ca. 1,22 kg/m^3. Fordelt med 0,6 kg/m^3 på pallsprengning og 1,78 kg/m^3 på tunneldrivingen. Totalt har det medgått 43.600 stk. Noneltennere.

1. Driftsmetode og fremdrift

Sprengningsarbeidene startet 4. april 1991 med et påhugg i Hans Mustadsgate. Her ble det drevet en drifts- og rømningstunnel på 140 m inn til øvre del av takskiva. Pilottunnelen (1) på ca. 80 m^2, som er en videreføring av driftstunnelen, ble drevet i hele hallens lengde.



Samtidig som man staret strossingen (2) mot pilottunnelen ble det etablert et nytt påhugg i Røverdalen. Adkomsttunnelen fra Røverdalen og inn til selve hallen er på 120 m. Fra adkomsttunnelen ble det drevet to vederlagstunneler på høyre og venstre side (3). Til sist strosset man ut gjenstående pilarer (4) og nådde dermed fullt spenn på 61 m. Når takskiva var ferdig drevet, boltet og sprøytet startet pallsprengningen (5). Pallen ble delt i to med pallhøyder på henholdsvis 6-8 m og 8 m.

1.1 Maskiner og mannskap ved tunneldriving

Ved anleggstart og under driving av rømningstunnelen ble det benyttet en 3 boms Atlas med Montabert HC 80 maskiner. To drivere pr. skift. Ved start på pilottunnelen (takskiva) ble det satt inn en ny 3 boms AMV rigg, utstyrt med Data Rig Master fra Bever Control. Atlas riggen startet nå drivingen av hovedadkomsttunnelen.

1.2 Maskiner ved pallsprengningen

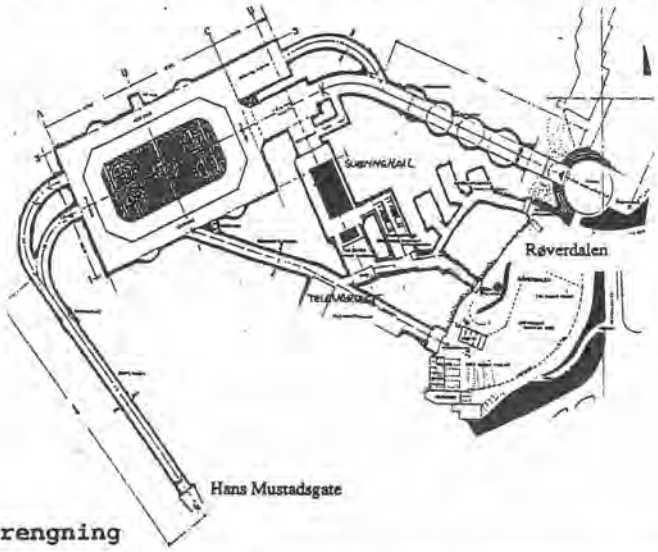
I startfasen var to pallrigger i drift. En Tamrock DH 400 ble benyttet til boring av konturhull på 2 1/2". Til boring av 3" brytningshull ble det benyttet en Atlas Rock 712. Den 20.11.91 ble pallboringen forsterket med nok en Atlas 712.

1.3 Vibrasjonskriterier / grenseverdier

NOTEBY har fastsatt grenseverdier for sprengningsvibrasjoner. Fjellhallen sprenges ut nær Gjøvik sentrum. Dette betyr restriksjoner på rystelsesnivået mht. omliggende bebyggelse. Grenseverdien for all nærliggende bebyggelse er satt til 50 mm/s. Bebyggelsen består i hovedsak av vanlige eneboliger, høyblokker og rekkehus. Det meste av bygningsmassen er fundamentert på fjell.

Inne i selve fjellet, Hovedtoppen, ligger det tre eksisterende anlegg. Disse er Televerket med følsomme datainstallasjoner, Sivilforsvaret og Gjøvik Svømmehall. Grenseverdiene for Svømmehallen og Sivilforsvaret er satt til 30 mm/s. Avstanden til Svømmehall fra nærmeste vegg i Ishallen er 13 m.

Televerket har en grenseverdi på 20 mm/s. Grenseverdien er satt så lavt pga. datasentralen. Denne sentralen betjener bl.a. kommunikasjonen mellom Østlandet og Nord-Norge. Konsekvensene ved stopp på dette anlegget er alvorlige både med hensyn på kostnader og sikkerhet. Avstanden fra Televerket til nærmeste vegg i Ishallen er 40 m.

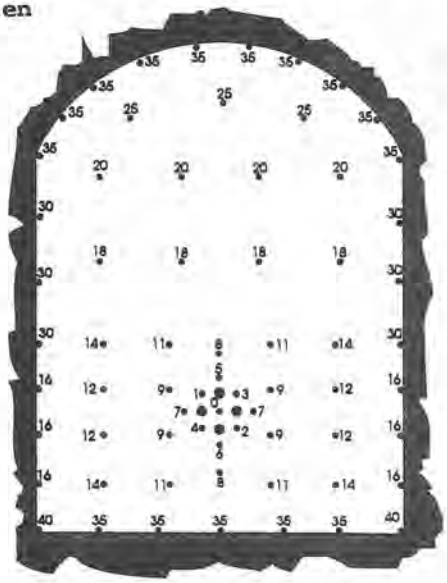


2. Tunnelsprengning

I boreplanene er ikke stikning angitt, men generelt gjelder at samtlige strosshull og kutt er satt på stigning 2-3 grader avhengig av stanglengden. Unntaket er rasta over liggen som ligger vannrett. Liggen er lagt på - 35 cm. I konturhull er stikningen avpasset nødvendig rom for bommen ved neste påhugg, dvs. 25 - 30 cm.

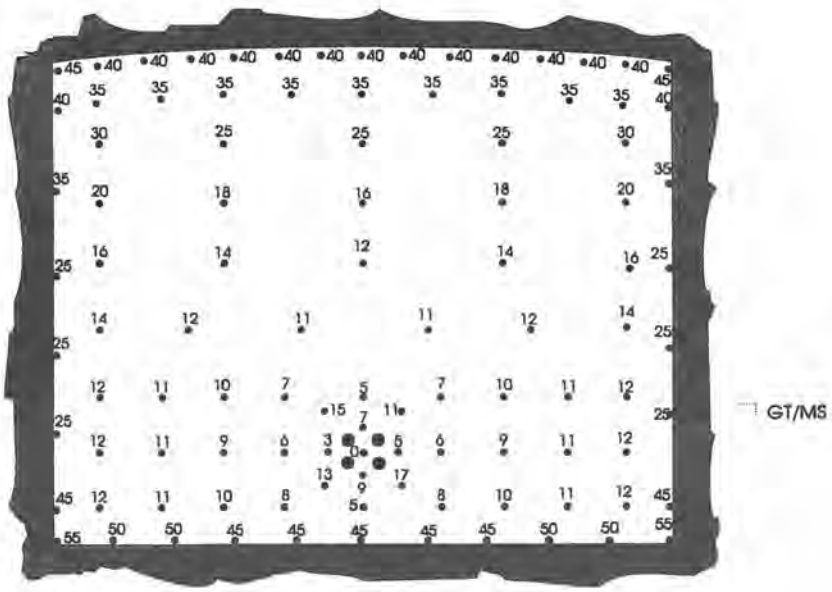
2.1 Rømnings- og driftstunnelen

Rømnings- og driftstunnelen var den første tunnelen som ble drevet. Påhugget ligger i Hans Mustadsgate. Tunnelen har et fall på 9:1, og går 140 m inn i berget hvor den kommer ut øverst i takskiva. Tunnelen har et tverrsnitt på 25 m^2. Når hallen står ferdig vil tunnelen være en av rømningsveiene samt at den vil bli benyttet som VIP inngang. Tegningen under viser salveplan for tunnelen. Som tenningsplanen viser er det lagt inn en ekstra rast nede. Dette for å kompensere for tunnelens fall.



2.2 Pilottunnel

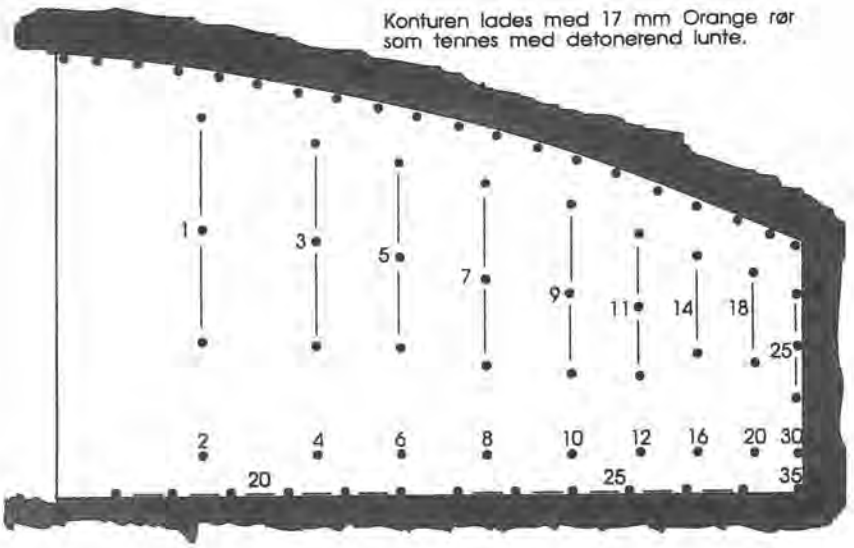
Bredden på pilottunnelen er 10 m og høyde 8 m (79 m^2). Høyden økte trinnvis mot 8,5 m de siste 40 m da sålen ble senket 0,5 m. Den 90 m lange pilottunnel ble boret med 18 fot stenger. Gjennomsnittlig inndrift på 5 m. Bore- og tenningsplan er gjengitt under. Som vi ser er det tatt særlig hensyn til taket. Ytterkransen er boret med hullavstand 0,70 m og forsetning 0,8 m. Hullene ble ladet med ½ 30 x 400 mm Dynamit som tennpatron og 22 x 1000 mm Gule rørladninger.



Innerkransen ble boret med 1 m hullavstand og 0,9 m i forsetning. Her ble det benyttet 1 stk. 30 x 400 mm Dynamit som tennpatron og 32 x 1000 mm Hvite rørladninger.
Pilottunnelen ender i et vifterom med bredde på 12 m og høyde på 6 m.

2.3 Utstrossing av del 2 og 4

Strossen er 7,8 m på det høyeste, 4,5 m på det laveste og 13 m bred. Bore- og tenningsplan er skissert på neste side.
Samme plan ble benyttet på høyre halvdel. Stross 4 (pilar) ble skutt etter samme prinsipp.

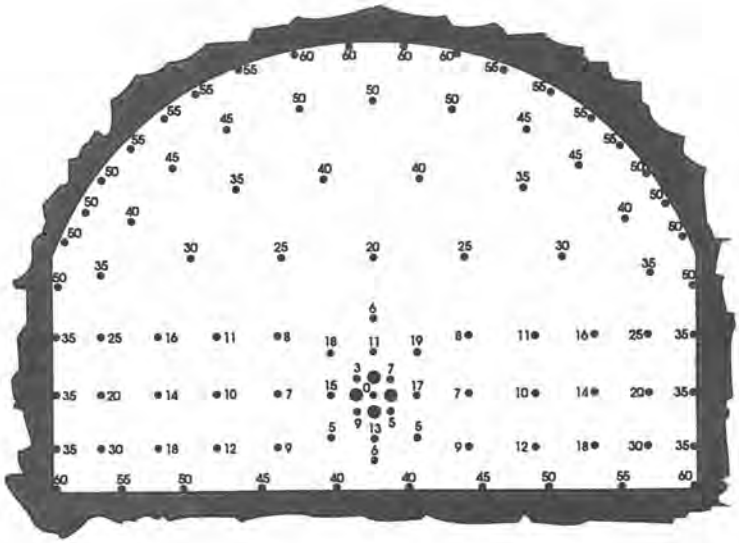


2.4 Driving av hovedadkomst og vederlags tunneler

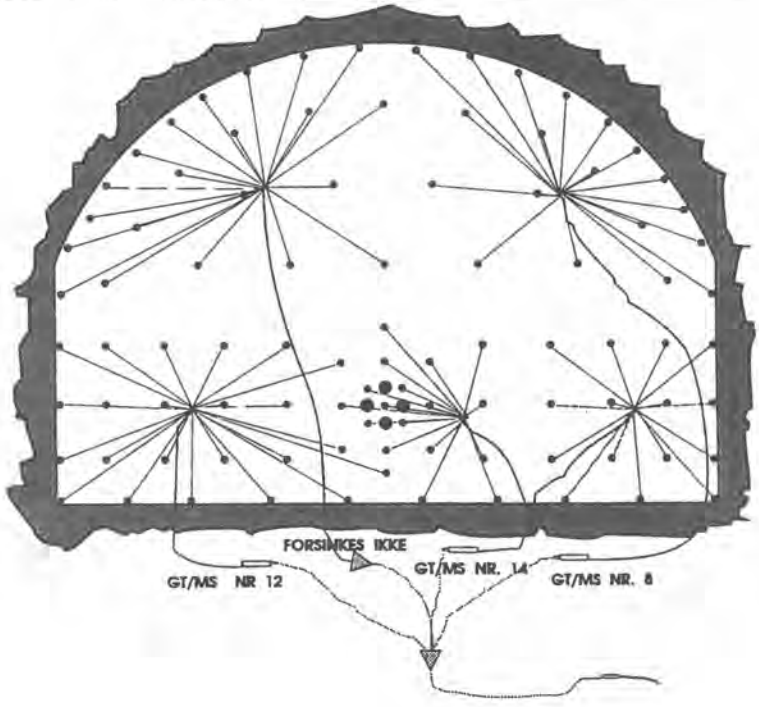
Hovedadkomsten ble påbegynt 13. mai. I de to første salvene på 2 m innboret lengde ble bare nedre halvdel av profilet skutt. Øvre del ble skutt i ett med 4 m innboret. Etter disse åpningsalvene ble det skutt fullt tverrsnitt og 16 fot salver.

Over hovedadkomsten ligger et eldre murhus. Av hensyn til dette var det nødvendig å begrense sprengstoffmengden pr. intervall. Grenseverdien var her satt til 50 mm/s, overdekningen var på 18 m. Beregninger indikerte en sprengstoffmengde på ca 5.0 kg pr. intervall. Totalt hadde vi 98 borehull som skulle lades. Ser vi på de tennsystem som i dag er i handelen finnes ingen med så mange tilgjengelige intervaller. Alternativet er da å redusere salvelengden med de merkostnader dette medfører. Det er imidlertid en annen metode å løse problemet på.

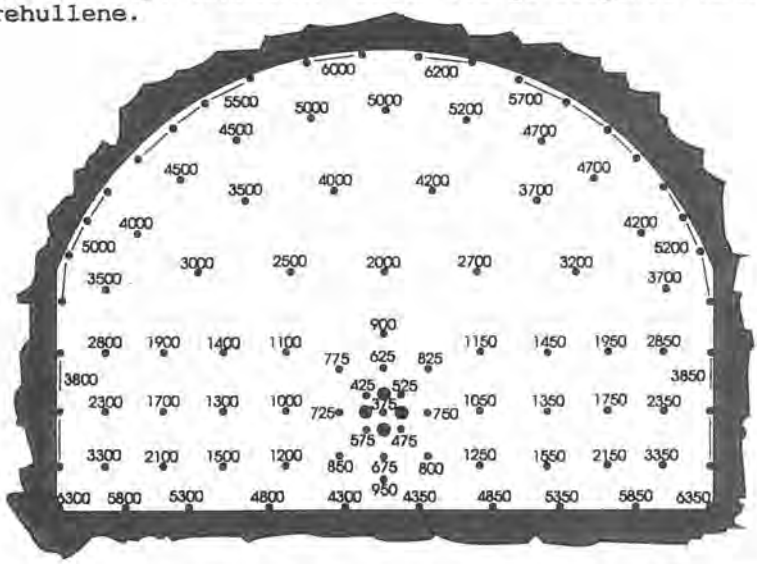
Vi kan kombinere to tennsystemer, - Nonel GT/MS og Nonel GT/T tennere. Hele salven bortsett fra kuttområdet tennes med GT/T. I kutten og som overflate forsinkere benyttes GT/MS tennere.



Først nummereres salven på tilnærmet vanlig måte. GT/MS i kutten med 50 ms sprang mellom tennerne. Det understrekes at i enkelte bergarter kan 50 ms bli for knapp tid mellom hullene i kutten. Her fungerte det imidlertid meget bra.



Stuffen deles så i 4 partier hvor hvert parti blir forsinket i forhold til hverandre. Partiene blir forsinket med henholdsvis GT/MS nr. 14, 12 og 8. Nr. 14 er 350 ms, nr. 12 er 300 ms og nr. 8 er 200 ms. Venstre halvdel oppe forsinkes ikke. Disse tidene plusses på tidene til GT/T tennerne. Dette vil gi følgende tenntidspunkter for borehullene.

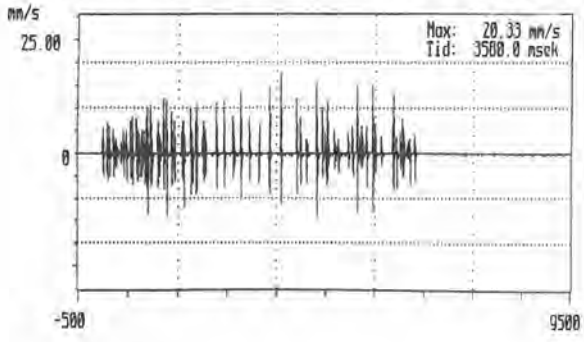


Som en vil se vil enkelte av borehullene oppe få samme nominelle tenntidspunkt. Det er to forhold som forsvarer dette.

Spredningen på de høye tennernummerne er såvidt stor at sannsynligheten for samvirking er minimal.

Der hvor to borehull kommer ut med samme nominelle tenntidspunkt er minst det ene ladet med rørladninger. 4 stk. rørladninger gir en sprengstoffmengde på 1,4 kg.

I konturen er det helt opp til 4 tennere av samme nummer. Dersom tennerne var 100 % nøyaktige ville dette gitt en enhetsladning på 1,5 kg (22 x 1000 mm Gule) x 4 = 6 kg. Imidlertid vil tennernes egenspredning gi liten sannsynlighet for at fire skal detonere samtidig. På huset som lå over hovedadkomsten ble det montert en UVS 1604 rystelsesmåler. Huset var under restaurering og i temmelig dårlig forfatning slik at vi fant det riktig ikke å overskride 30 mm/s. Under vises en utskrift fra denne måleren. Maks. utslag var 25 mm/s.



Hovedadkomsten, med tverrsnitt 45 m^2, ender midt i hallen. Herfra deles denne i to tunneler som går opp i stigning 8:1 til vederlaget i hallen.

3. Sprengningstekniske forsøk

I forbindelse med drivingen av hallen er det blitt foretatt enkelte forsøk. Noen er utført tidligere, andre er nye og i startfasen og bør mer betegnes som pilotprosjekter. Innenfor tunnelsprengningen kan nevnes:

- Presplitting i kontur
- Utprøving av elektroniske tennere i konturen
- Modifisert salveplan
- Kutt med 6 " grovhull

Bare de to første vil bli omtalt her.

3.1 Presplitt i kontur

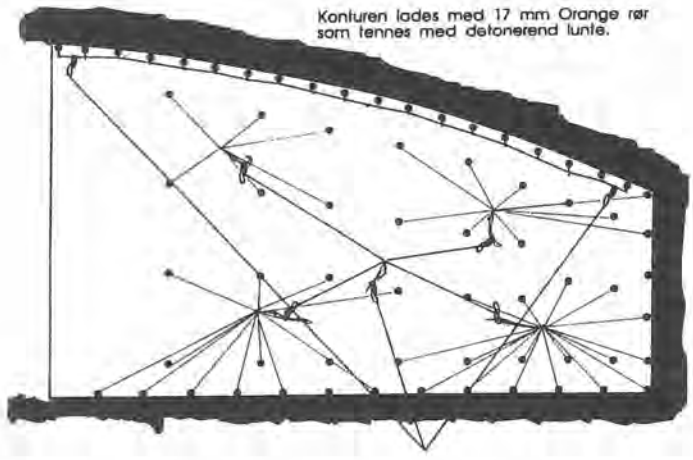
Pilottunnelen, hovedadkomsten og vederlagstunnelene ble drevet med 22 x 1000 mm Gule i ytterkrans og 32 x 1000 mm Hvite i innerkransen. Totalt gikk det med 11 tonn rørladninger.

Ved strossingen oppstod det et problem som følge av lagdeling og slepperetninger i fjellet.

Brytningshullene rev med seg deler av konturrasten med den følge at konturen ble ujevn og ga mye rensk og overberg. Av hensyn til dette valgte vi å forsøke noen salver med presplitt. Resultatene ble betydelig bedre.

Nå er det kjent fra tidligere forsøk at resultatet ofte blir bedre ved presplitting. Problemet er imidlertid at det ser *for* fint ut. Man kan rett og slett bli "lurt" til å tro at rensk og sikring kan reduseres som følge av den fine konturen. Konturen kan imidlertid skjule svakhetssoner. Resultatene var likevel så gode at presplitting ble valgt ved anlegget. Det understrekes imidlertid at drivere og ansvarshavende for bolting, var spesielt oppmerksomme på ovennevnte forhold.

Konturhullene i strossen ble ladet med 17 mm Orange rør kombinert med detonerende lunte. Koblingsopplegget er skissert under. Lunteenden som henger ut av hvert borehull blir forbundet med detonerende lunte strukket over hele konturen for momentan tenning av samtlige konturhull.



Som vi ser ligger "innerkransen" ladet med Anolit forholdsvis nær opptil konturrasten. Dette var nødvendig for å sikre at disse hullene brøt med seg fjellet mellom selve salven og konturen. Dette strider i utgangspunktet mot de retningslinjer som gjelder fo kontursprengning. Det er imidlertid viktig å huske at her detonerer innerkransen etter konturrasten. Det er m.a.o. allerede etablert en sprekk mellom gjenstående berg og brytningshullene. Denne sprekken på 2-3 mm reduserer virkningen av Anoliten på det gjenstående fjellet. Med de høye frekvenser det her vil være snakk om, jfr. avstanden, er det naturlig å tenke seg at store deler av energien fra Anolit ladningene vil dempes gjennom den sprekken/luftlommen vi har etablert ved presplittingen.

Som kjent skaper presplitting større rystelser enn en ladning som detonerer mot fri flate. Tabellen under illustrerer dette. Resultatene er fra en ladning på 4 kg.

Avstand m	Med utslag	Uten utslag	Økning
	Svingehastighet mm/sek.	Svingehastighet mm/sek.	%
20	26	38	46
66	5,8	10,3	78
78	4,6	7,3	62
95	2,3	4,0	74
Gjennomsnittlig økning			65

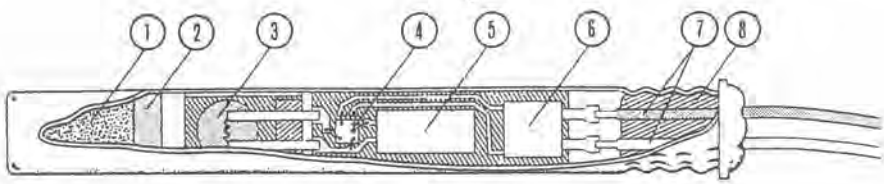
I de tilfeller vi begynte å nærme oss grenseverdiene for rystelsene ble splitten delt opp i flere seksjoner. Fem og fem hull pr. tennernummer.

3.2 Utprøving av elektroniske tennere

Ved sprengningsarbeider under jord er sluttkonturen av stor betydning både av hensyn til kostnadene og sikkerheten. For å oppnå en fin kontur stilles store krav til sprengningsarbeidet. Det kreves nøyaktig boring, valg av rett sprengstoff og ladningsmengde. Ikke minst er valg av riktige tennmidler viktig for et godt resultat. Det er en kjent sak at samvirking mellom detonerende borehull gir det optimale resultat. Ved sprengningsarbeider under jord er man ofte henvist til bruk av høye intervallnummer i konturen. Forsinkertennere inneholder et forsinkerelement sammensatt av en pyroteknisk sats. Generelt gjelder at spredningen er proporsjonal med tiden. Dette medfører større spredning ved høye intervallnummer. Selv med samme intervallnummer i konturen, vil samvirking bare skje tidvis. Dette har selvfølgelig stor innvirkning på resultatet.

I dag har vi datastyrte borerigger og rørladninger som bevirker at vi nærmer oss den optimale kontur, både med hensyn på rensk, bolting og ikke minst overmasse. Optimalt resultat får vi først ved bruk av elektroniske tennere i konturen.

På yttersiden skiller ikke en elektronisk tenner seg fra konvensjonelle elektriske tennere. Den har samme format og sprengstoffmengde. Videre har den et tennhode og to ledere. Dermed er likheten slutt.



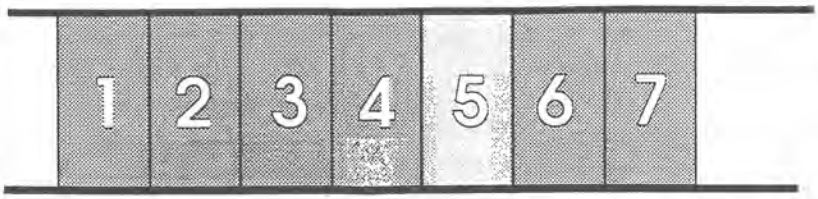
En integrert krets, chip (4), utgjør hjertet i tenneren. Det er denne som holder styr på forsinkertiden og kan populært betegnes som en elektronisk klokke. Kondensatoren (5) sørger for energilagringen. Innebygde sikkerhetskretser (6) sikrer mot elektrisk overbelastning. Databrikken har også interne sikkerhetskretser på inngangene. Tennhodet (3) for opptenning av primærsatsen (2) er spesielt utviklet for å gi kort opptenningstid med minimal spredning.

El-tenneren tilføres energi gjennom et avansert mikrodatastyrt tennapparat som utgjør hjertet i tennsystemet. En bærbar PC benyttes til å legge inn de ønskede forsinkertider. Disse overføres til tennapparatet. Rett før sprengning sendes dataene fra tennapparatet til tennerne.

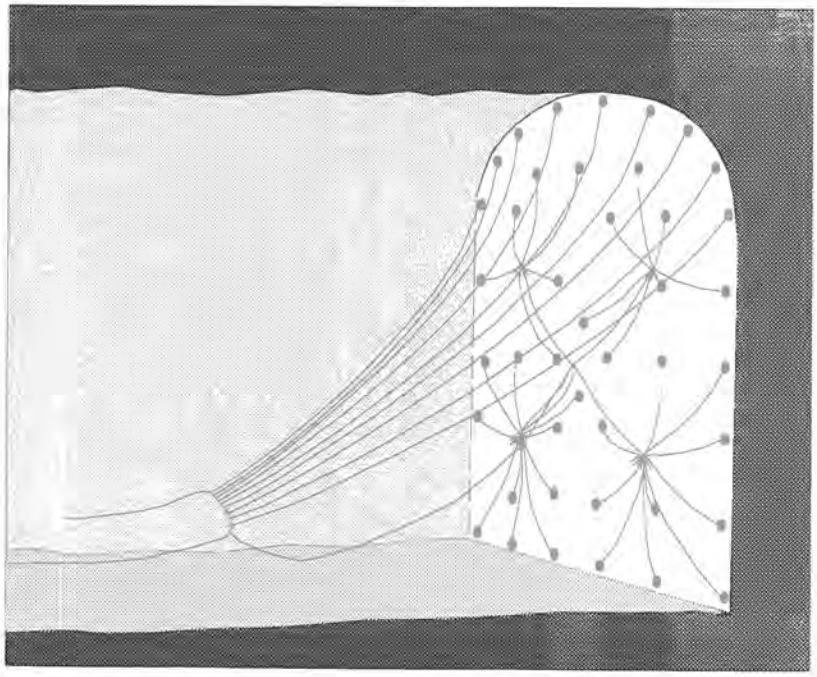
Tennerne har to ledere som parallellkobles til en bussledning. Totalt er det 250 intervaller tilgjengelig. Kortest tid mellom to intervaller er 1 ms og lengste forsinkertid er 6,25 sekunder. Spredningen på disse tennerne ligger i µ sekundområdet.

Forsøksserie

Forsøksserien ble utført i pilottunnelen over totalt 7 salver, hvorav en ble skutt med Nonel (5).



I de fire første salvene ble konturrasten skutt på tre nummer med 1 ms mellom hvert nummer. I de to siste salvene ble det benyttet skjærsprengning med 1 ms mellom tennernummerne. I de fire første salvene ble de tre tennernummerne programmert til henholdsvis 4000, 4001 og 4002 ms. Ved skjærsprengningen ble tennerne programmert til 4000, 4001, 4002, 4003 ms osv. M.a.o. 1 ms mellom hvert tennernummer. Koblingsopplegget er skissert under, samtlige hull i taket tennes med El-tenner. En El-tenner med 1 ms forsinkelse tenner Nonel tennerne.



Resultatet av utprøvingen er gjengitt i tabellen under.

Salve	Tennertype	Sprengstoff	Hullavstand	Forsetning	%-vis andel
1	Elektronisk	17 mm Orange	0,6 m	0,7 m	55 %
2	Elektronisk	17 mm Orange	0,6 m	0,7 m	35 %
3	Elektronisk	22 mm Gule	0,7 m	0,9 m	49 %
4	Elektronisk	22 mm Gule	0,7 m	0,9 m	34 %
5	Nonel	22 mm Gule	0,7 m	0,9 m	16 %
6	Elektronisk	22 mm Gule	0,7 m	0,9 m	33 %
7	Elektronisk	22 mm Gule	0,7 m	0,9 m	38 %

Kolonnen "%-vis andel" viser andel synlige borpiper i forhold til totalt antall bormeter i konturen. Målingene er foretatt etter rensk og sikring. I samtlige salver er det benyttet 32 x 1000 mm Hvite rør i innerkransen. Hullavstand 1 m, forsetning 0,9 m.

Som vi ser er resultatene bedre ved bruk av El-tennere, enn Nonel tennere. Denne forsøksserien er for liten til å trekke en konklusjon. Imidlertid er det foretatt mer omfattende forsøk i Sverige som viser betydelig finere kontur ved bruk av El-tenneren.

Det er også målt gjenstående borpiper på en salve hvor konturen ble skutt som presplitt, her var andelen synlige piper etter bolting og rensking oppe i hele 72 %.

4. Rystelser ved tunnelsalver

Stadig flere tunnelanlegg prosjekteres i eller i nærheten av bebyggelse. Dette stiller strenge krav til utførelsen av sprengningsarbeidene. For få år siden var man henvist til elektriske tennere med begrenset antall intervalltennere tilgjengelig. Videre var rystelsesmålere med kun toppverdimålinger forholdsvis primitive sammenliknet med dagens målere. Utviklingen innenfor Nonel-systemet samt innenfor rystelsesmålere har medført at kostnadene ved slike sprengningsarbeider er redusert.

For å oppnå optimalt resultat der hvor sprengningsarbeidene er tillagt restriksjoner mht. rystelser er det nødvendig med rystelsesmålere som viser hele salveforløpet. Dette muliggjør en grundig analyse av salven og gir dermed mulighet for å avsløre bl.a. tilfeldige variasjoner. Som eksempel kan nevnes tung brytning som følge av boreavvik og slepper som fylles med Anolit. Begge forhold vil føre til økte rystelser. I motsetning til en toppverdimåler vil en rystelsesmåler som registrerer hele salveforløpet avsløre slike forhold. Ofte er det bare noen ganske få hull som gir store utslag. Det er bedre å justere forholdene rundt disse, enn f.eks. å redusere salvelengden. Sistnevnte er ofte resultatet etter avlesning av en toppverdimåler !

5. Pallsprengning

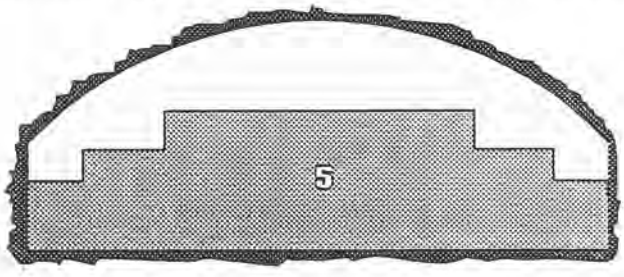
Pallsprengningen ble påbegynt 12.10.91. Totalt ble det skutt 42 pallsalver på gjennomsnittlig 1.700 fm^3. Den 16.12.91 ble de to siste salvene skutt. Største pallsalve var på nærmere 3.000 fm^3 ladet med 1,6 tonn sprengstoff.

I løpet av to måneder ble det sprengt og kjørt ut ca. 70.000 fm^3 i et område med strenge restriksjoner på rystelser og transport.

Magne Sveen A.S, hadde ansvaret for boring. Valg av boremønster og sprengningsopplegg ble bestemt i samråd med DYNO's representant.

5.1 Vurdering av sprengningsopplegg

Etter at takskiva var drevet ut stod vi igjen med en pall som varierte mellom 7 og 17 m, som figuren under viser.



Ut fra erfaringer fra tunnelsalvene hadde vi en viss formening om rystelsenes forplantningsevne i fjellet. Med en god sikkerhetsmargin kunne K-verdien fastsettes til å ligge i området 250-300. Disse erfaringene ble matet inn i et dataprogram utviklet av DYNO. Programmet, som foreløpig er på utprøvingsstadiet, beregner rystelser som funksjon av pallhøyde samt gir en pekepinn på fragmenteringen ut fra valgt boremønster, borekrone og sprengstofftype. Dette gir muligheter for å legge inn en rekke ulike alternativer og raskt beregne konsekvensene av de ulike alternativer. Sist men ikke minst gir det en klar indikasjon på de begrensninger vi arbeider under.

Etter diverse beregninger hvor ulike alternativer ble testet fant vi det mulig å ta deler av pallen i full høyde. Dette gjaldt områder som lå lengst vekk fra rystelsesømfintlige installasjoner. Ut fra en helhetsvurdering av drift og faren for borhullsavvik, fant vi det riktig å dele pallen i to.

Beregninger indikerte at det er mulig med en enhetsladning på tilnærmet 32 kg inntil en avstand av 70 m fra Televerkets anlegg. Borehullsdybde 9 m. Ved sprengninger nærmere enn dette er det nødvendig å dele ladningen i borehullet med sandpropp.

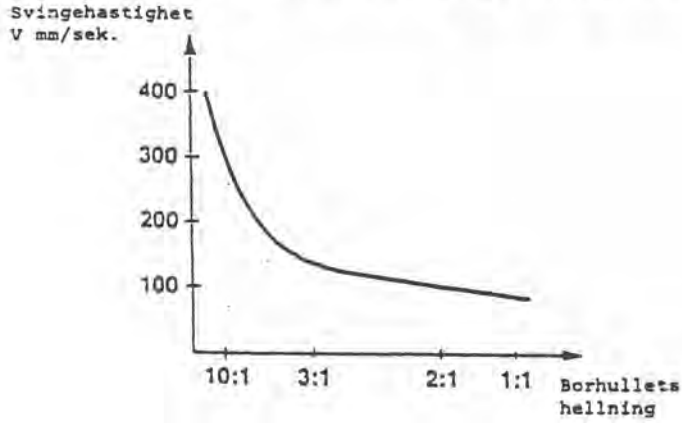
Brytningshull

Kronediameter	: 3"
Boremønster	: 2 x 3 m
Hullhelling	: 5 : 1
Underboring	: 1 m

Konturhull

Kronediameter	: 2 1/2"
Hullavstand	: 0,7-0,8 m
Forsetning	: 1 m
Underboring	: 1 m
Hullhelling	: Loddrett

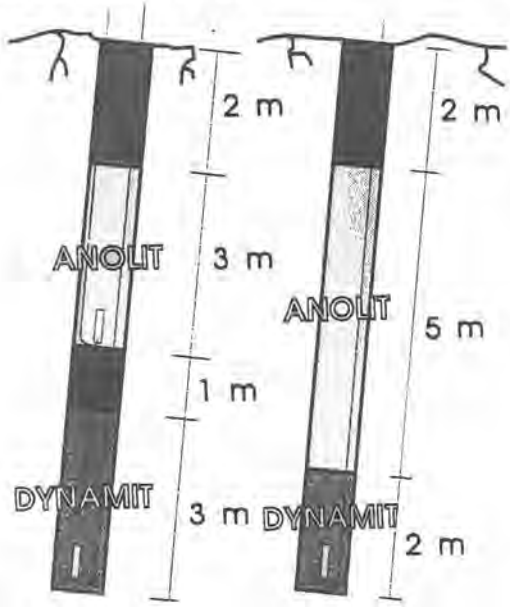
Hullhelling på 5:1 forklares av figuren under.



5.2 Valg av sprengstoffer og tennmidler

I utgangspunktet ble det benyttet Anolit ladet fra ladetraktor med trykktank. En del av hullene viste seg imidlertid å være vannfylte, disse ble ladet med Dynamit til over vannspeilet.

Lading med patronert sprengstoff gir bedre kontroll med sprengstoff-mengden. I hull hvor det var nødvendig med dekk for å skille to ladninger, ble derfor nedre del ladet med Dynamit. Øvre del ble ladet med Anolit. Figuren under viser ladeprinsipp for henholdsvis ett dekk og hele borehullet. Som en kan se benyttes en propp på ca. 1 m ved 3" hull, gradert pukk 8-12. Generelt gjelder at lengden på sand / gruspropppen skal være 15 x Ø. I enkelte salver ble det benyttet propp på hele 1.5 m.



Sprengstoff, konturhull

I konturen ble det valgt 22 x 1000 mm Hvite rørladninger kombinert med 10 g detonerende lunte. Som tennpatron ble det benyttet 1 stk. 30 x 400 mm Dynamit. Konturhullene ble ladet helt opp.

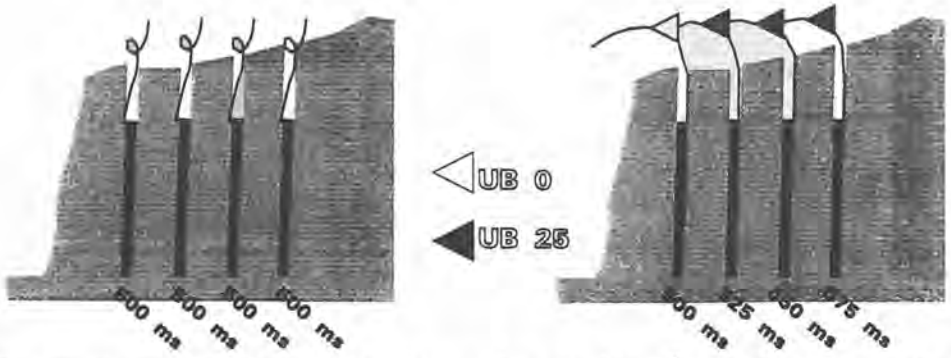
Tennsystem

Med de restriksjoner som var lagt på sprengningsarbeidene, viste det seg raskt ut fra tidligere nevnte beregningsprogram, at elektriske tennere var uaktuelt ved pallsprengningen. Det ble derfor valgt å benytte Nonel Unidet.

Tennsystemet består av to typer basistennere, U 475 og U 500. Tallbenevnelsen står for forsinkertiden i ms. Ved bruk av dekkladninger benyttes U 475 i toppladningen og U 500 i bunnladningen. I hull uten dekk benyttes kun U 500. De enkelte hull forsinkes så i forhold til hverandre med koblingsblokker. Koblingsblokkene består av fire ulike typer forsinkerenheter som tabellen under illustrerer.

Enhet	Basistennere		Koblingsenheter			
Bennevning	U 475	U 500	UB 0	UB 17	UB 25	UB 42
Forsinkertid	475 ms	500 ms	0 ms	17 ms	25 ms	42 ms
Farge kode	gul/rød	gul/grøn	gul	blå	rød	grønn
Grafisk symbol	—	—	▷	▷	▷	▷

Under er vist en enkel prisippskisse av kobling med Unidet.

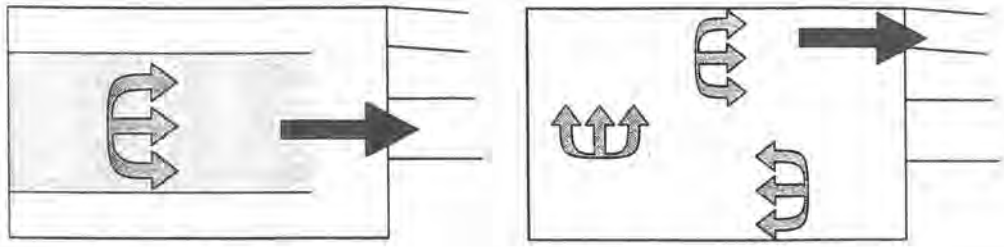


Det unike med Unidet systemet er det utall av muligheter som det gir brukeren. Erfaringer viser at det ikke bare er et gunstig system til rystelsesreduksjon, systemet gir også i mange tilfeller bedre fragmentering.

I ettertid er det vanskelig å si hvor mange salver som en måtte skyte med elektriske tennere dersom dette hadde blitt brukt. Erstattes tenner for tenner ville antall salver steget fra 42 med Unidet systemet til 109 med elektriske. Dette ville tatt adskillig lenger tid med påfølgende kostnadsøkning.

5.3 Fremdrift palling

Det ble skutt salver vekselvis på nedre og øvre nivå. Øvre nivå ble lastet ut gjennom hovedadkomsten til hallen. Nedre nivå ble lastet ut busstunnelen og videre ut hovedadkomsten. Skissen under til høyre viser i grove trekk uttaket av øvre del.



Ved sprengning av det nedre nivået var det nødvendig å beholde en adkomstvei til pallen. Dette umuliggjorde full pallbredde og uttaket ble derfor som fremstilt i venstre figur over. De lyse pilene illustrerer sprengningsretning og de mørke transportvei.

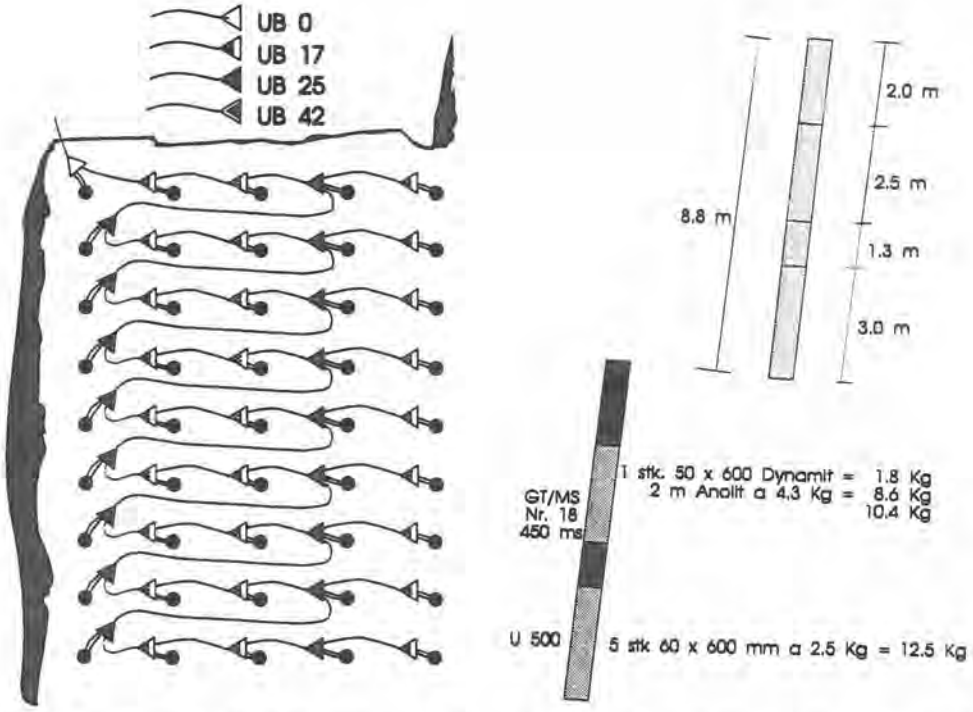
5.4 Salveplaner, Nonel Unidet

Som tidligere nevnt er Unidet det rette verktøy til bruk ved sprengningsarbeider som er tillagt restriksjoner mht. rystelser. Det er imidlertid påkrevet å planlegge hver salve nøye slik at en unngår samtidighet i detonasjonstidspunktene. Samtidig detonerende borehull øker enhetsladningen og derved rystelsene.

Ved planlegging av salvene benyttes vanligvis de nominelle tenntidspunkter og man ser bort fra egenforsinkelsen i nonelslangene som er på 0,5 ms/m. Hovedmålet er å bygge opp salvene slik at det er minst 8 ms mellom hvert detonerende borehull. På korte avstander er dette god nok tid mellom to ladninger, men på lengre avstander kan disse virke sammen. Det viser seg imidlertid at fjellet har absorbert såpass mye av rystelsesenergien at dette sjelden er noe problem i praksis.

Under produksjon av Unidet systemet stilles det spesielt strenge krav til spredningen på de enkelte enheter. Både koblingsblokker og basistennere har mindre spredning enn andre tennere på markedet. Dette hindrer imidlertid ikke at det er en viss sannsynlighet for at to ladninger skal tenne på samme tid. Det må være en målsetting å redusere denne sannsynligheten til et minimum.

Dette illustreres best ved et eksempel. På neste side er en salve med koblingsopplegg, ladeplan og nominelle tenntidspunkter gjengitt.



Som topptenner ble det benyttet GT/MS nr. 18 på denne salven. GT/MS nr. 18 har en forsinkertid på 450 ms.

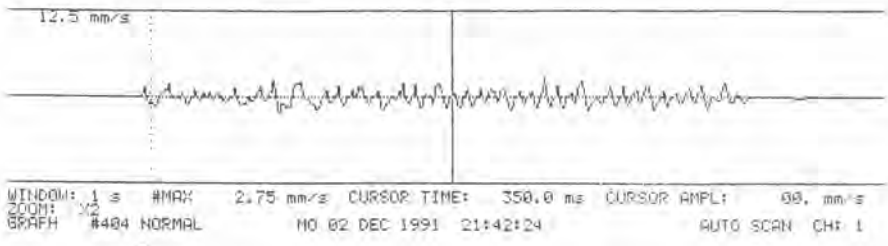
Figuren til høyre viser de nominelle tenntidspunkter fratrukket basisforsinkerne slik rystelsesmåleren oppfatter salven.

0	17	34	59	76
50	67	84	109	126
101	118	135	160	177
151	168	185	210	227
202	219	236	261	278
252	269	286	311	328
303	320	337	362	379
353	270	387	412	429
404	421	438	463	480
454	471	488	513	530
505	522	539	564	581
555	572	589	614	631
606	623	640	665	682
656	673	690	715	732
707	724	741	766	783
757	774	791	816	833
808	825	842	867	884
858	875	892	917	934

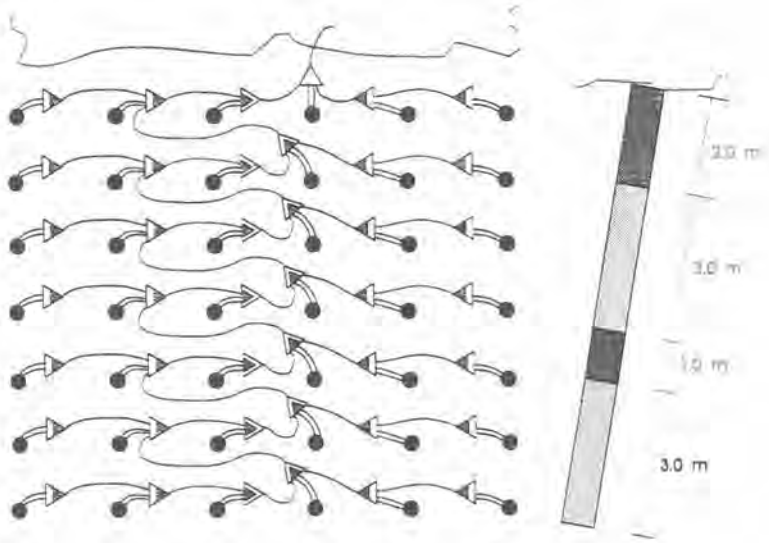
Som vi ser går det nesten 1 sekund fra første hull bryter til siste. Legges basisforsinkelsen til dette får vi (500 + 934 - 50) ms = 1384 ms. Sannsynligheten for overlappingmellom to ladninger er beregnet til 28 %. Dette høres i utgangspunktet mye ut. Studerer vi derimot nærmere hvor i salven disse hullene/ladningene ligger, kan en observere at hullene ligger langt fra hverandre og ofte i forskjellige dekk.

I praksis betyr dette at sannsynligheten for overlapping er tilstede, men viktigere, sannsynligheten for samvirking reduseres pga. avstanden og høydeforskjellen mellom hullene/ladningene. Erfaringer med systemet viser at tendensen til samvirking er liten.

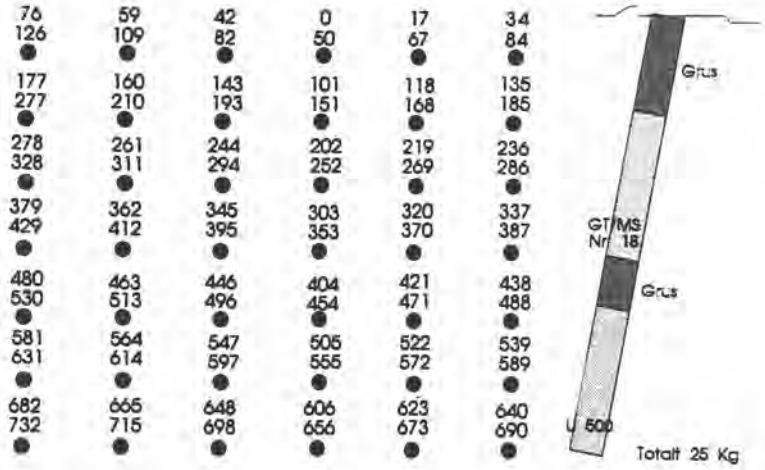
Under vises utskrift fra rystelsesmåleren i Svømmehallen. Enhetsladningen er på 12,5 kg og avstanden fra salven til Svømmehallen er 82 m.



Med en fri flate kan koblingsopplegget se ut som under.

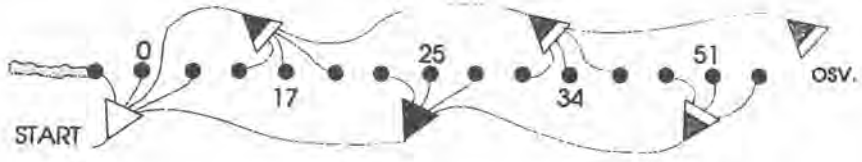


Denne salven er på ca. 1.700 m^3, ved bruk av elektriske tennere med 20 intervaller ville salven begrenset seg til 480 m^3.



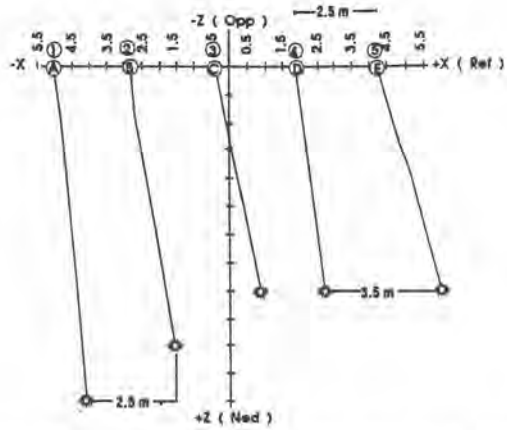
Konturspregning

Det ble gjort forsøk både med slettsprengning og presplitt på de første salvene. Presplitt ga det klart beste resultatet. I utgangspunktet er presplitt ugunstig mht. rystelsene. Det var derimot mulig ved nøye oppfølging å skyte presplitt i store deler av veggpartiene. Ved tilstrekkelig avstand til ømfintlige installasjoner (> 100 m) ble 20 og 20 hull skutt på samme tennernummer. Desto nærmere installasjonene vi kom, desto færre hull på samme intervallnummer. Figurene på neste side viser koblingsopplegget ved 3 hull pr. intervall.

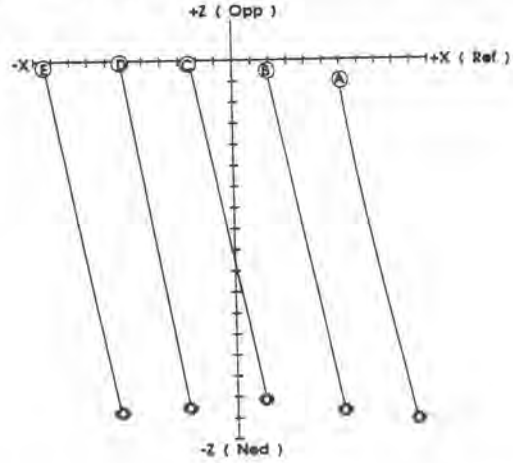


5.5 Borehullslogging

Ved en av de første pallsalvene ble det foretatt borehullslogging av hullene. Dette var nødvendig for å sikre at avvikene ikke var for store. Store avvik fører til tunge tak og påfølgende økte rystelser. Videre er det viktig at konturhullene bores nøyaktig for å få en finest mulig kontur. Som en kan se av loggen på neste side var det store avvik. For det første er det feil ansett på hele 0,5 m og for det andre har hullene varierende kast.



Dette medfører at forsetningen har økt til hele 3,5 m i bunnen av hullet. Forsetningen skulle være 2 m. Forholdet ble gjennomgått med borerne, videre ble det byttet kroner og matetrykket ble redusert. Senere ble nok en salve logget. Denne var adskillig bedre boret som figuren under illustrerer.



5.6 Elektroniske tennere ved pallsprengning

Under palldriften ble det skutt 4 salver med ektroniske tennere. Forsøkene hadde som hovedhensikt å teste tennerne under til dels krevende forhold rent sprengningsteknisk, men også produkt- og brukerteknisk. Hva sistnevnte faktorer angår, viste tennerne seg fullt på høyde med Nonel tennerne. Koblingsarbeidet gikk like raskt som med Nonel Unidet. Salvene ga, ut fra et visuelt inntrykk, bedre fragmentering enn salver skutt med Unidet. Dette kunne også bekreftes av lasterne.

Videre har vi klare indikasjoner på at elektroniske tennere vil bli et utmerket verktøy ved sprengningsarbeider som er tillagt restriksjoner på rystelser. Foreløpig gjenstår mye forskning og

utprøvningsarbeid på dette feltet. Dette skyldes bl.a. at ulike bergarter krever ulike tidsforsinkelser mellom tennernummerne. Disse forholdene er det viktig å få kartlagt for optimalt resultat.

6. Rystelser og rystelsesmålinger

Før anleggstart ble det foretatt husbesiktigelse med videofilming av bygninger i umiddelbar nærhet til anlegget. Husbesiktigelsen ble utført av NOTEBY. I tillegg til dette ble det avholdt et informasjonsmøte for de nærmeste naboer. Her ble det forklart om hvilke ulemper som sprengningsarbeidene ville påføre de nærmeste naboene. Anleggsledelsen gjorde det her helt klart at anleggsdriften ville medføre ubehag på nabolaget. Dette var uten tvil en fornuftig taktikk, og et eksempel til etterfølgelse. Når vi vet at mennesker reagerer på rystelser helt ned til 1 mm/s, må det være å forvente at reaksjoner kommer uansett når vi beveger oss i området 20-50 mm/s.

Det er helt klart at ovennevnte har redusert ubehageligheter i ettertid. Når naboene etter hvert oppdaget at dette ikke var så ille, dempet klagefrekvensen seg raskt.

6.1 Registrering og oppfølging

Rystelser fra tunnelsalvene er omtalt tidligere. Fra disse salvene er det ikke foretatt kontinuerlig lagring av hele rystelsesforløpet. Metoden her har vært å bedømme resultatet fra salve til salve, for deretter og justere salvene etter måleresultatene. Pallsprengningen derimot krevde en noe større grad av oppfølging blant annet pga. større enhetsladninger.

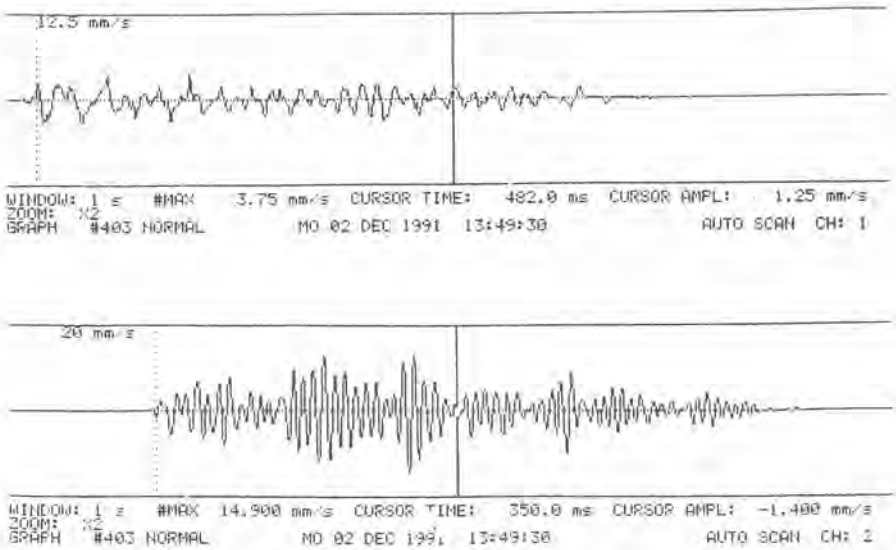
Rystelsesmålinger

De to viktigste hjelpemidler for kontroll av rystelsene er tennsystemet og rystelses måleren.

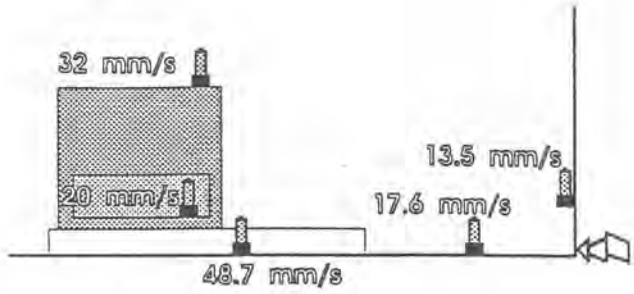
Til registrering av rystelser ble det benyttet to UVS 1608 og i enkelte tilfeller UVS 1504. Begge disse målerne registrerer hele salveforløpet. I tillegg til disse, hadde NOTEBY montert en rekke målere i nabolaget.

Samtlige salver er lest inn i dataprogrammet Vibra. Programmet er utviklet av SINTEF for Statens Vegvesen og er et godt hjelpemiddel til analyse og dokumentasjon av rystelser.
Ved å registrere salvene på denne måten vil man etterhvert skaffe seg et bredt erfaringsgrunnlag for en sikrere bestemmelse av fjellkonstanten. Det er imidlertid viktig at man ikke blander "hummer og kanari". Ikke bland sammen resultater fra ulike rystelsesmålere. Videre er det viktig at salver som skal sammenlignes har samme tenningsopplegg og innspenningsgrad (ref. øvre og nedre nivå). Disse forholdene er ikke med som forklaringsvariabler i regresjonsanalysen og vil derfor gi stor spredning i resultatene.

Nedenforstående utskrifter er fra henholdsvis Televerket og Svømmehallen.



Utskrifter fra Televerket hadde nærmest periodiske svingninger. For å undersøke dette nærmere ble det montert en UVS 1504 på veggen i datarommet. I gjennomsnitt ligger verdiene her 3 ganger lavere enn målinger foretatt på datagulvet. Før salve 42 skulle skytes ble følgende måleopplegg montert.



Som en kan se av disse målingene er rystelsene på platelageret 20 mm/s, hvilket er i overensstemmelse med grenseverdien. Det var spesifisert fra Televerket at det skulle måles på gulvet under selve datamaskinen. Det er imidlertid på platelageret kravet var 20 mm/s. Som en kuriositet kan nevnes at det ble registrert rystelser i datamaskinen på 14 mm/s når maskinen var i drift.

Det kan dokumenteres utfra ovennevnte samt utskrifter fra samtlige grensegivende målere at ingen salver oversteg det tillate vibrasjonsnivå.

GJØVIKHALLEN - SAMMENDRAG AV RESULTATER FRA BERGTEKNISK FORSKNING

Gjøvik rock cavern - Summary of results from rock mechanicel research

Cand.Scient. Jan Kristiansen, Dr.Nick Barton, Dr.ing.Tore Lasse By
Norges Geotekniske Institutt
Avd. Bergteknikk og Reservoarmekanikk
Prof.Dr.Arne Myrvang, Siv.ing.Stein Erik Hansen, Siv.ing.Gisle Stjern
SINTEF Bergteknikk

SAMMENDRAG

I forbindelsen med Vinter Olympiaden i 1994 er Gjøvik Olympiske Fjellhall laget, en ishockey arena med et spenn på 61 meter. Lengden av hallen er 91 meter. Dette er den desidert største publikumshall i fjell som noen gang er bygget. Denne artikkelen presenterer forskningsprogrammet med de tester og undersøkelser, samt resultater som er kommet frem pr. i dag.

SUMMARY

In connection with the 1994 Winter Olympic Games an underground ice-hockey cavern with a span of 61m is constructed in Gjøvik. The length of the cavern is 91m. This is by far the largest rock cavern for public use ever constructed. This paper describes the test procedure and results from the start of the excavation until today.

INNLEDNING

Norge har en lederposisjon i internasjonal sammenheng når det gjelder kompetanse og ekspertise i prosjektering og bygging av fjellanlegg. Denne ekspertisen er utviklet gradvis, som følge av mange års eksperementering og forskning i forbindelse med bygging av et stort antall fjellanlegg, varierende både i størrelse og kompleksibilitet.

Utviklingen av stadig nye forbedrede metoder innen fagene anleggsteknikk, ingeniørgeologi, fjellsprengningsteknikk og bergteknikk har gjort det teknisk mulig å utnytte undergrunnen til en mengde formål, og nytteverdien i dag omfatter langt mer enn de tidligere tradisjonelle fjellanleggene for veier, jernbane, kraftstasjoner og forsvar. Man er nå i ferd med å sprenge tidligere antatte grenser om hva som kunne realiseres med hensyn til fjellhallers størrelse, og har dermed åpnet nye og interessante muligheter ved å benytte fjellet som et høyaktuelt alternativ til å bygge anlegg i dagen.

Denne utviklingen har foreløpig kuliminert i bygging av Gjøvik Olympiske Fjellhall, som til nå er verdens største fjellhall til publikumsformål. Dette prosjektet utnytter all den ekspertise som Norge pr. i dag har om fjellanlegg. I tillegg til de tradisjonelle fagene innen fjellteknikk og kunsten å bygge anlegg i fjell, har man integrert ekspertise innen andre viktige emner som miljø, klima, psykologi, sikkerhet, konsekvenser, energi, etc.

Forskningsprogrammet knyttet til Gjøvik Olympiske Fjellhall er en storsatsning for å skaffe frem topp ekspertise og know-how som berører alle de komplekse forhold som gjelder når det skal bygges i fjell. Forskningsarbeidet skal resultere i en fullstendig dokumentasjon i form av standarer, forskrifter og veiledninger om bygging av store publikumsanlegg i fjell. Disse anvisninger skal benyttes i markedsføring av norsk BA-næring i internasjonal sammenheng, og man anser både fra bransjehold og nasjonalt hold at dette er nødvendig satsing for å markere denne spesielle nisje av norsk kompetanse.

FORSKNINGSPROGRAMMET

Forskningsprogrammet består av et hovedprosjekt med en prosjektleder og fem delprosjekter med hver sin delprosjektleder. Delprosjektene er delt inn i underaktiviteter. Kvalitetsikringsfunksjonen i programmet er ivaretatt gjennom aktiv kommunikasjon med en brukergruppe og referansegruppe for hvert delprosjekt. Bak forskningsprogrammet står norske og svenske bedrifter som Televerket, Statkraft, Statoil, Selmer, Veidekke, BeFo, NOTEBY, Fortifikasjon, Dyno Industrier, Gjøvik Olympiske Fjellhall, Industrifondet, NGI, Østlandsforskning, SINTEF og NTNF. Forskningsmiljøene som er involvert er Norges Geotekniske Institutt, SINTEF Bergteknikk, SINTEF Kuldeteknikk, SINTEF Varmeteknikk, Østlandsforsknig og SINTEF Norges Brannteknisk Laboratorier.

MÅL

Gruppen av norske industribedrifter og forskningsmiljøer bak forskningsprogrammet har innsett behovet for en fullstendig dokumentasjon av norske industribedrifters og fagmiljøers kompetanse knyttet til bygging i undergrunnen. Målet er at gjennomføringen av programmet skal kunne gi norsk BA-næring en internasjonal markering med en faglig bredde og standard som er nødvendig for å gjøre norsk industri og næringsliv konkurransedyktig på det internasjonale marked.

BERGTEKNISKE DELPROSJEKTER

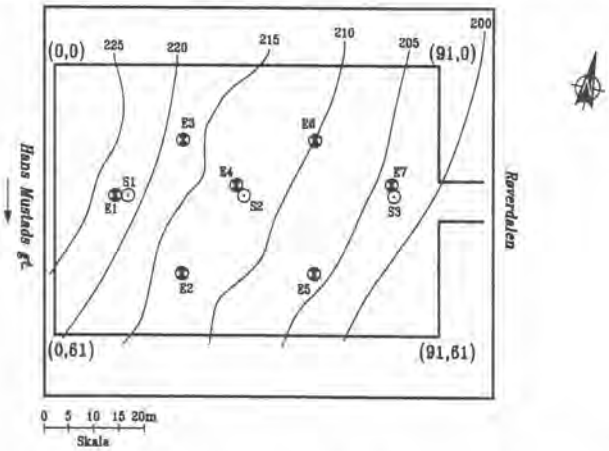
Det bergtekniske delprosjektet er delt inn i flere underaktiviteter. Vi vil her beskrive hver underaktivitet med målsetting, utførelse og resultater pr. 19 oktober 1992.

Instumentering og Bergmekanikk

Målet for denne delaktiviteten er å verifisere forhåndsberegnede forskyvninger og spenninger omkring hallen før, under og etter utsprengning, og samholde disse med de ulike numeriske bergmekaniske analysemetoder, i den hensikt å utvikle nøyaktigheten og øke bruken av slike beregninger ved utforming og forsterkning av store bergrom.

Arbeidet er utført fra hallen av SINTEF og fra dagen av NGI og NOTEBY. Målingene og instrumenteringen har bestått i spenningsmålinger med 3D

overboringsteknikk, 2D overboringsteknikk (standard doorstopper), hydraulisk splitting, og deformasjonsmålingene er foretatt med 6 stk. 3 ankers ekstensometer (E1-E6), et glidemikrometer fra dagen (E7), og 3 stk. to ankers ekstensometer fra hallen (S1-S3), se figur 1.



Figur 1 Snitt av hallen der deformasjonsmålerene sin plassering er avmerket.

Resultatene fra spenningsmålingene utført fra hallen er presentert i tabell 1. Målingene er utført i hullene merket S1-S3 på figur 1.

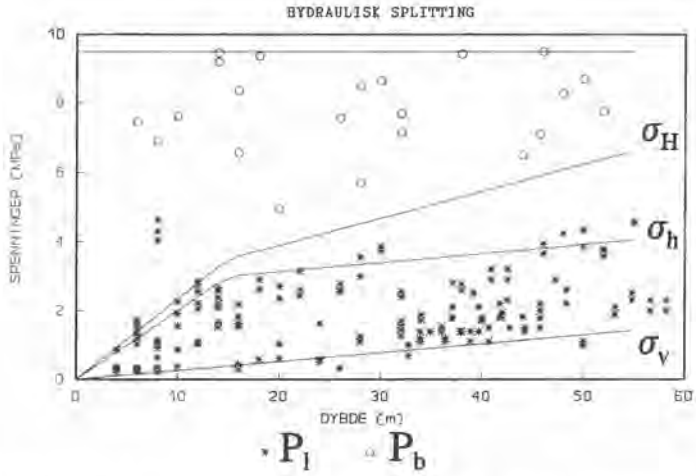
Tabell 1. Resultater fra spenningsmålinger med 2D (Doorstopper)

Målepunkt	σ_1 MPa	σ_2 MPa	θ^* (360°)
S 1	4.3	0.9	138
S 2	5.4	4.4	152
S 3	2.1	0.7	115
Gjennomsnitt	3.9	2.0	135

*θ *angir vinkelen mellom* σ_1 *og Nord.*

Det ble gjort spenningsmålinger fra dagen ved hydraulisk splitting. Målingene ble gjort i borhull der en del av borhullet isoleres og trykksettes til en oppnår brudd eller til en åpner eksisterende brudd (nærmere beskrevet i et annet foredrag 26 i denne boken). Figur 2 viser

resultatene fra disse målingene med tolkning av største, mellomste og minste hovedspenning lagt inn.



Figur 2. Resultatene fra målingene utført med hydraulisk splitting.

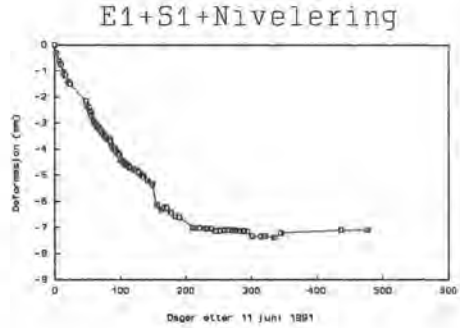
Det ble for disse målingene tatt avtrykk av de dannede sprekker for å orientere retningen på spenningene. Tolkningen av disse gir en største hovedspenning med retning N174°Ø og midlere hovedspenning N084°Ø.

Konklusjon fra disse to målemetoder er at største hovedspenning over hallen ligger i området **3-5 MPa** og har en retning **SSØ-NNV**, som tilsvarer tilnærmet normalt på lengdeaksen i hallen. Metodene har gitt overensstemmelse i nivåene på spenningene, og har gitt en retning som er pålitelig ut fra den nøyaktighet en kan forvente av slike målinger.

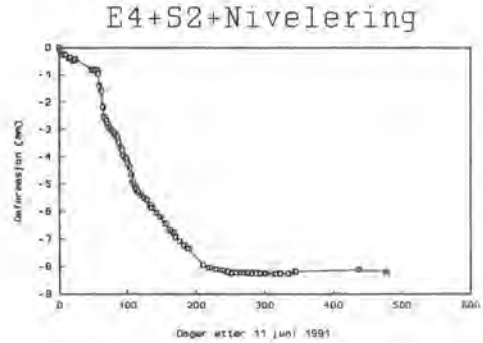
Den kontinuerlige oppfølgingen av deformasjonene under drivingen og etter at sprengningen var avsluttet har foregått på tre måter. Hallen er instrumentert fra dagen med 6 tre ankers ekstensometer. Disse har nederste anker ca. 2 meter fra hengen. De tre ankrene ligger ca. 2, 7 og 17 meter over hengen i hallen. Det er også installert et glidemikrometer. Dette gir muligheten til å avlese deformasjoner for hver meter ned til 2 meter over hengen. De tre ekstensometerpunktene i

dagen langs midten av hallen er presisjonsnivellert fra et punkt utenfor hallområdet, slik at en også har god kontroll på de setninger hallen har hatt. Fra innsiden av hallen er det montert tre 2 ankers ekstensometere. Ankrene sitter her 7 og 13 meter inn fra hengen og i nærheten av de tre midtre ekstensometrene fra dagen. For å finne den totale deformasjonen til de tre punktene merket E1 , E4 og E7 har vi addert sammen avlesningene fra nivelleringen pluss fra anker to for E1 og E4, og posisjon 15 for glidemikrometere, samt avlesningene fra anker 2 for S1, S2 og S3. De totale deformasjonene er plottet i figur 3, 4 og 5.

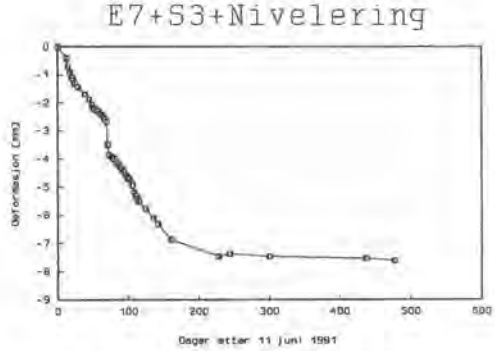
Konklusjonen fra disse målingene er at deformasjonene har fulgt drivingen av hallen ut til fullt spenn ble nådd. Etter dette har bevegelsene falt til ro og hallen er stabil. Total deformasjoner er pr. 19 oktober i **E1 = -7.11 mm, E4 = -8.20 mm og i E7 = -7.62 mm.**



Figur 3. Total deformasjon i E1



Figur 4. Total deformasjon i E4.



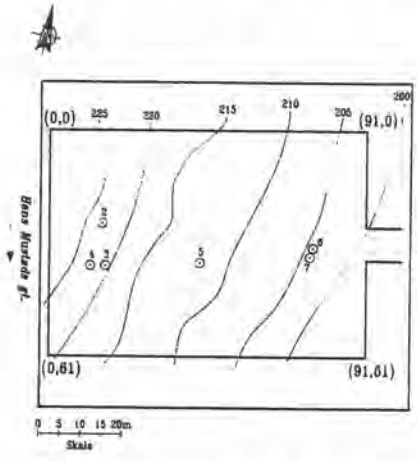
Figur 5. Total deformasjon i E7.

Evaluering av sikringsmetoder

Målet for denne delaktiviteten er å komme fram til optimal sikring av store bergrom og dokumentere norsk praksis.

Q-systemet (Barton et al 1980) ble brukt som guide for å utforme sikringen. Siden spennet i hallen er langt større enn det som tidligere er registrert, ble sikringen lagt opp konservativt. Arbeidssikring var 4 m lange bolter etter behov, mens den permanente sikringen består i systematisk innstøpte 6 m lange 25 mm kamstålbolter i et 2.5 x 2.5 meter mønster. Disse har en kapasitet på 22 tonn. Det er også støpt inn 12 m dobble kabelbolter i et mønster på 5 x 5 meter. Disse har en kapasitet på 16.7 tonn pr. kabel. Generelt ble 6 m boltene satt inn før 12 m boltene. Alle boltene ble satt inn før pallsprengningen begynte. Hallen er også sprøytet med to ganger 50 mm fiberarmert sprøytebetong. Betongen ble tilsatt 50 kg/m^3 av 25 mm lange EE stålfibre, og betongkvaliteten var 35 MPa.

For å overvåke kamstålboltene ble 8 av dem instrumenterte. Disse boltene ble satt inn to og to langs midten av hengen (se figur 6). Boltene inngår i det regulære boltesystemet. Hver bolt er påsatt 10 målepunkter med en distanse mellom dem på ca. 540 mm. Hvert målepunkt består av to diametralt motsatte strekklapper med nominell lengde 25 mm. (Forsøkene omtales inngående i foredrag 27 i denne boken). De instrumenterte boltene er satt inn i nærheten av ekstensometerene som overvåker deformasjonen.

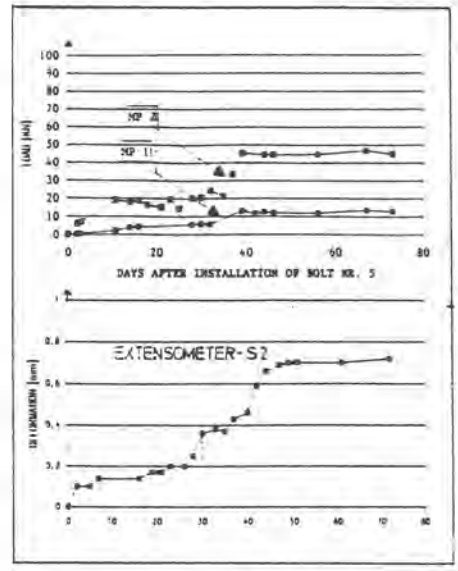


Figur 6. Plassering av de instrumenterte boltene.

To av boltene ble ødelagt under sprengning eller ved kortslutning, mens de seks andre forsatt er operative.

Resultatene viser at lasten på boltene er svært liten, og at den

forekommer over små områder på bolten. Lastøkningen skjer i nedre del av bolten, dvs. nær hengen. Bolt 5 som er plassert nær midten av hallen viser at bolten tar opp en last på 87 kN. Dette er 40 % av boltens kapasitet. Sammenligner en lastopptaket med tid i forhold til de målte deformasjoner, figur 7, i S2 ser en at disse følger hverandre logisk. Resultatene fra flertallet av de instrumenterte boltene viser at de opptar liten eller ingen last. Dette viser at hallen stort sett er selvoppholdene.



Figur 7. Lastopptak i bolt 5 over tid sammenliknet med deformasjoner målt i nærliggende ekstensometer S2.

For å kontrollere sprøytebetongens oppførsel, ble det montert 4 strekklapper i betongen under sprøyting. Avlesningene av disse viser at en har fått lave strekkspenninger i betongen, som sannsynligvis skyldes krymping under herding. Det er også foretatt betong/berg heft tester ved trekk på borkjerner. Strekkstyrken til grensen mellom berg og betong var i gjennomsnitt 0.85 MPa, som må sies å være tilfredsstillende. Det ble også foretatt tester for å kontrollere tykkelsen på sprøytebetongen. Ialt ble det testet på 125 steder. Den gjennomsnittlige tykkelse var 98 mm.

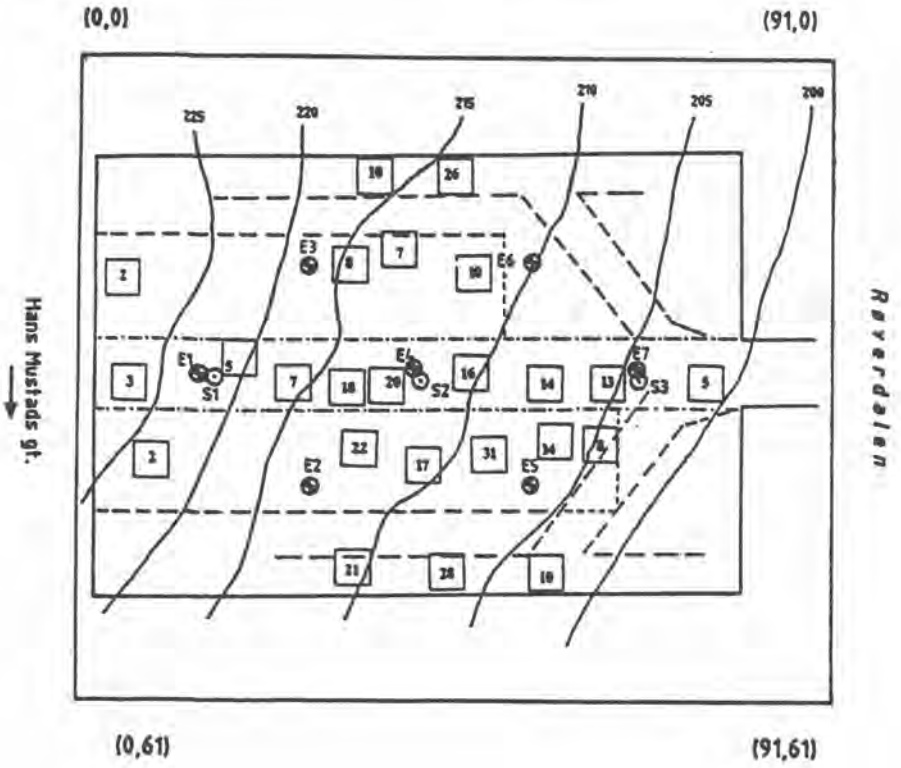
Konklusjonen fra disse målingene er at boltene viste liten eller ingen lastopptak, og at der en fikk last forekommer den i nærheten av hengen. Strekklappene i betongen viste en liten strekkspenning, som forklares med krymping under herding av betongen. Hallen er selvbærende noe som skyldes de gunstige tektoniske spenningene.

Oppfølging av ingeniørgeologiske feltmetoder

Målet med denne delaktiviteten er at det lages et nøyaktig ingeniørgeologisk kart i takt med utsprengningen av hallen. Det skal også foretas en sammenlikning av de innsamlede data og resultatene av forundersøkelsene. På dette grunnlag kan en så vurdere kvaliteten og pålideligheten av forundersøkelsene. De innsamlede dataene vil også være av betydning for å vurdere de bergmekaniske- og geofysiske målingene, og vil direkte benyttes som input ved de numeriske analysene og ved oppdatering av Q-systemet når det gjelder sikringsvalg for meget store fjellrom.

Bergarten kan beskrives som en rød eller grå gneis av prekambrisk alder. Sammensetningen er vanligvis granittisk med ca. 30 % kvarts, 65 % feltspat og noen prosent kloritt, glimmer eller hornblende. Det forekommer en forkastningssone i starten av hovedadkomsten, ellers finnes det ingen større svakhetssoner. Det er dog mindre soner på noen centimeter som er leirfylt. Oppsprekkningen er heller usystematisk med sprekker i flere retninger, men det vanlige er to eller tre sprekkesett. Et sett er langs foliasjonen med strøk NV-SØ og med et fall på ca. 50° mot SV. Et annet sprekkesett har strøk NØ-SV med et fall på 40-70° mot NV, og et tredje sett har strøk N-S med steilt fall mot Ø. Sprekkene er ofte fylt med kalsitt, epidot, kvarts eller klorit. Deler av fjellet er tektonisert med et nettverk av mikro- sprekker belagt med epidot eller kloritt. Avstanden mellom sprekkene varierer, men det er ofte rundt 5 sprekker pr. meter og en RQD mellom 70-80 %. Forundersøkelsene basert på kjerner og på eksisterende bergrom gav Q-verdier mellom 1.9 til 100 med en gjennomsnitt på Q = 11.6. En Q-verdi på 11.6 beskrives som god bergkvalitet.

Under utsprengningen av hallen ble den ingeniørgeologiske kartleggingen nøye fulgt opp av NOTEBY og NGI. Q-verdiene fra kartleggingen viste nå et sprang mellom Q = 1.25 til Q = 30, med en gjennomsnittlig verdi på Q = 9.4. Denne verdien er litt lavere enn den som ble beskrevet under forundersøkelsene
(Q = 11.6). Årsaken til dette ligger i forholdet RQD/J_n. Sprengningen har sannsynligvis forårsaket nye sprekker eller åpning av tidligere gjengrodde sprekker. Sett i forhold til



Figur 8. Oversikt over hallen med lokale Q-verdier inntegnet.

stabiliteten av hallen har den lavere Q-verdien ingen konsekvenser. Fra figur 8 ser en at det er lokale variasjoner i Q-verdiene innenfor hallen. De laveste Q-verdiene finner en i begge ender av hallen. Variasjonene er her fra 2-5. I midten av hallen er Q-verdier på 20 vanlig. På grunn av de gunstige spenningene kan Q-verdiene multipliseres med 2 (SRF = 0.5) når en skal vurdere stabiliteten av hengen. Det ble foretatt detaljert kartlegging av sprekker mhp. ruhet, styrke, friksjon etc. Dette er for å ha direkte input parametere til de numeriske analysene.

Konklusjonen på denne delaktiviteten er at forundersøkelsene gir litt

høyere Q-verdier enn de en får etter utsprengning, pga. sprengningens virkning på fjellet. Disse forandringene i Q-verdier er så små at de ikke har noen innflytelse på stabiliteten eller sikringen. Inngangs-parameter for den ikke- lineære sprekkemodellen (Barton og Bandis, 1990) som brukes i NGI's versjon av Cundall's 2D endelige element kode (UDEC-BB) (Cundall 1980)(Makurat et.all 1990) var som følger:

$JRC_o = 7.5$ $\sigma_c = 100$ Mpa $L_n = 0.5$ m

$JCS_o = 75$ Mpa

$\phi_r = 27°$

$i = 6°$

Geofysiske målinger

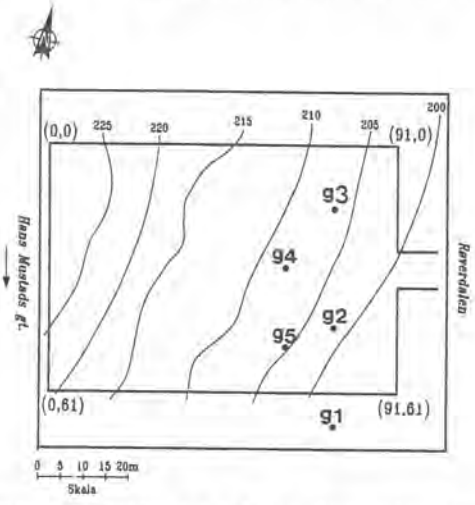
Målsettingen for denne delaktiviteten er å komme frem til empiriske og om mulig en kvantitativ sammenheng mellom geofysiske og bergmekaniske in-situ parametere, og forbedre tolkningsgrunnlaget ved geofysisk tomografi for sikrere bergmassekarakterisering.

Innsamlingen av data har her foregått i tre stadier. Første stadie var innsamling av geofysiske data med mellomhullsseismikk før hallen ble påbegynt. I figur 9 er hullene som ble brukt inntegnet. I andre stadie ble det samlet inn data mellom hull G2 og G3. Disse hullene gikk da på hver side av pilottunnelen og til et nivå godt under sålen på denne. I denne innsamlingsrunden ble det foruten seismikk også brukt brohullsradar. I tredje innsamlingsrunde gjentas prosedyren i alle hullene.

Man har ikke utført all dataprosessering innen for denne aktiviteten, men figur 10 viser et tomogram basert på data innsamlet med georadar og borhullsantenner i stadie to. Pilottunellen er her dreved slik at en har et veldefinert hulrom å kalibrere metoden mot.

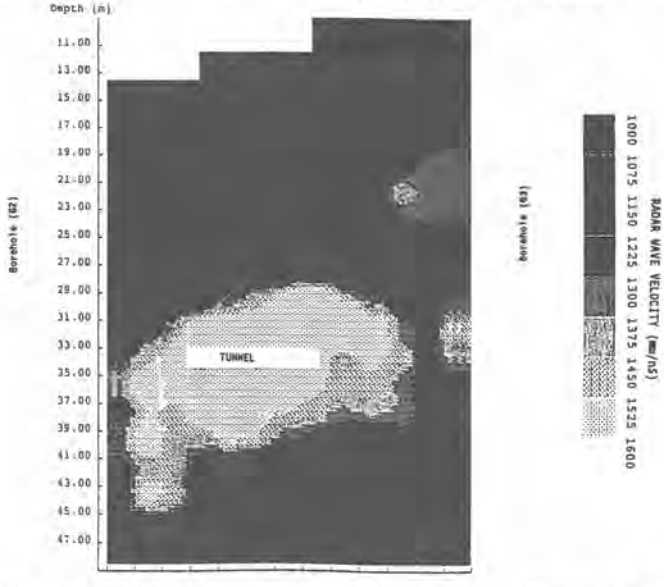
Numeriske analyser

Numeriske beregninger har vært et viktig hjelpemiddel ved angivelse av sikringsmengder under planlegging av hallen. Dimensjonering av sikring er en empirisk/numerisk prosess der kjernelogging, spenningsmålinger, mellomhullseismikk, vanntapsmålinger og numeriske analyser er gjennomført for å belyse det samlede sikringsbehov.



Figur 9. Snitt som viser plasseringen av borhullene som ble brukt til de geofysiske målingene.

Den empiriske delen, dvs. kartlegging etter Q-systemet er

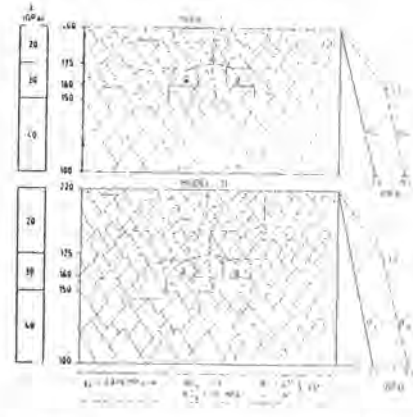


Figur 10. Tomografisk snitt av pilottunellen. Dataene er innsamlet med georadar.

tillagt stor vekt i fastsettelse av passende boltesikring som utgangspunkt for de numeriske analyser. Målsettingen med prosjektet er å studere innflytelsen på forskyvningene i bergmassen av forskjellige

boltemønster ved realistiske utsprengningsstadier av hallen. Resultatene fra prosjektets første fase ble brukt til å anbefale den endelige sikringen basert på de totale sikringsmengder som tidligere er angitt i forprosjektet, og som danner grunnlaget for entrepenørens anbud.

Input parameterene til modellen er resultater fra de forannevnte delaktiviteter og det sikringsmønster som er valgt. Det er også drevet tre nye haller i fjellet i nærheten av ishallen. Disse er tatt med i modellen i figur 11. Kjøringene er utført i hht. de utsprengningssekvenser som er foretatt. En får dermed 5 sekvenser der en stopper opp etter hver sekvens og setter inn den sikringsmengden som er forutsatt inn på dette stadium. Resultatene fra hver sekvens er gitt i tabell 2. Omlagring av spenningene skjer mellom fjerde og femte utgravningssekvens. Som ventet skjer det merkbare deformasjoner etter andre utgravingssekvens og etter fjerde utgravningssekvens, der en har oppnådd fullt spenn i hallen.



Figur 11. Ingangsparametere for spenningsforhold, deformasjonsmodul (E-modul) og sprekke egenskaper.

Konklusjon på disse analysene er at inputdataene til UDEC-BB modellen er oppnådd gjennom kartlegging av sprekkeegenskaper og bergmasse karakterisering, seismisk tomografi og bergspenningsmålinger. Modellen er numerisk sikret ved systematisk bolting, og bolteegenskapene og mønster er kontrollert ved Q-systemet. De relativt små deformasjonene som er beregnet med numeriske analyser (8.65 mm når alle haller er tatt ut) er i god overensstemmelse med de målte deformasjoner (fra 7.11 - 8.20 mm pr 19 oktober 1992). Dette tyder på at dybden, spennet, spenningsforholdene og sprekke egenskapene er gunstig for en hall på denne dimensjonen.

Tabell 1: Resultater av UDEC-BB analyser på Gjøvik Ishall (med Posthaller)

Parametere	Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5	Ex-cav. av 1st hall	Ex-cav. av 2nd hall	Exc-av. av 3rd hall	Kommen-tarer
Maksimum hoved-spenning MPa	9.29	11.49	9.91	8.39	8.37	8.56	8.71	8.83	
Maksimum deformasjon (mm)									Total deformasjon langs horisontale sprekker
totel	1.85	1.80	2.63	6.99	8.16	8.28	8.43	8.65	
vegg	-	-	-	1.33	3.78	3.88	3.92	3.97	
heng	0.50	1.08	2.62	4.05	4.33	4.39	4.87	7.01	
(vertikalkomponent)									
Maksimum skjær deformasjon (mm)	1.11	1.54	2.49	3.51	4.67	5.67	5.54	6.85	
Maksimum hydraulisk aperture (mm) heng	0.69	1.01	1.62	2.64	3.57	3.99	4.32	4.34	
Maks. aksiel kraft på bolter (tnf)	7.0	25	25	25	25	25	25	25	

Vibrasjonskontroll og sprengningsteknikk

Målet for denne delaktiviteten var å verifisere etablerte grenseverdier for akseptable vibrasjoner i EDB-rom. Videre å bidra til Teledirektoratets og Forsvarets behov for grundig kjennskap til EDB-utstyrs evne til å tåle utilsiktede grunnvibrasjoner. Dette oppnås gjennom å studere nytten av gjennomførte vibrasjonsdempende tiltak, og ved å utarbeide overføringsfunksjoner som beskriver vibrasjonsforplantningen fra fjellet til vibrasjonsfølsomme elektroniske komponenter. Finne prosedydre for redusere anleggskostnadene ved forsiktig sprengning.

På grunn av hallens spesielle beliggenhet har vibrasjonsgrensene, som var satt, hatt en direkte innvirkning på sprengningen. For de omkringliggende bygningene var grensen satt til 50 mm/s, for svømmehallen var grensen satt til 30 mm/s, og for Televerkets elektroniske utstyr var grensen satt til 20 mm/s, målt på gulvet under maskinene. Utsprengningen

av hallen kan grovt deles i to. Den øvre delen ble tatt med tunneldriving, mens den nedre delen ble tatt ut med palling. En mere inngående beskrivelse av sprengningen finnes i foredrag 3 i denne boken.

Konklusjonen på prosjektet så langt er at det viktigste hjelpemiddel en har ved en sprengning som denne er initieringssystemet og vibrasjonsmålinger med fullstendig tidsforløp. Ved bruk av NONEL systemet er det mulig å utføre en komplisert sprengning med vanlig inndrift og til en akseptabel pris. For å utnytte systemet er det nødvendig å ha en full tidsoppløsning. Det er også brukt elektroniske tennere i konturen. Disse har vist seg å være nyttige særlig kombinert med NONEL. Prosjektet har verifisert at 20 mm/s er en grense som sikrer elektroniske installasjoner fra å bli skadet. Selve dataprosesseringen på overføringen intern i Televerkets hall er ikke fullført pr. 19 oktober 1992.

PC-basert system for automatisk overvåking og innsamling av data ved dynamiske målinger for geotekniske undersøkelser
Målet her er å utvikle et PC-basert programvare verktøy for automatisk datainnsamling. Systemet skal bestå i måleutrustning som kan måle et tidsforløp med stor tidsoppløsning samtidig som målingen skal foregå ved et på forhånd ukjent tidspunkt. Systemet skal kunne prosessere og lagre store datamengder, samtidig som det skal kunne samle inn nye tidsforløp. Målet er å utvikle et målesystem som tilfredsstiller kravene om kontinuerlig registrering, analyse og rapportering av vibrasjons- og støydata ved anleggsdrift nær følsomme konstruksjoner, installasjoner eller komponenter. Utstyret skal samtidig kunne benyttes ved geofysiske undersøkelser. Målesystemet skal kunne monteres i brukerens egen personlige datamaskin og skal kunne betjenes av ikke-spesialister.

Utvikling av CW-radar for grunnundersøkelser i berg og løsmasser
Målet er å videreutvikle og forbedre norsk georadarkonsept anvendt ved geotekniske undersøkelser. Sette sammen en feltmessig prototyp der hensynet til funksjonsfleksibilitet og brukervennlighet er prioriterte forhold. Anvende CW-radaren (flerfrekvensradaren) ved gjennomføring av delaktivitet "Geofysiske målinger".

Prototypen er nå ferdig utviklet og tatt i bruk både på Gjøvik og ved andre prosjekter.
En HP8753 nettverk analysator blir brukt som primær sender og mottaker. Den tillater muligheten av å variere radar signalet slik at det passer best mulig til de grundforhold en skal måle. Den gir et høyt og tilfredsstillende støy/signal forhold.
Bruken av optiske fibre fra nettverk analysatoren til antennene fjerner vanskelighetene en har hatt med forstyrrelse fra kabelen mellom antenne og analysatoren.

Ved spesiell design av antenner kan en måle over et stort frekvensområde slik at en for tilført mye energi ned i bakken.
Programvarepakken gir et kraftfullt verktøy for signal prosessering og displaymuligheter under testing, seismisk display, fargedisplay, etc.

DELPROSJEKT 4 - STANDARER, FORSKRIFTER OG VEILEDNINGER
Målet for dette delprosjektet er i første omgang å utarbeide forskrifter og veiledninger (håndbøker) som gir nødvendige anvisninger til byggherre, prosjekterende og utførende om bygging av publikumsanlegg i fjell. Forskriftene og veiledningene skal senere ende opp i en norsk standard, som deretter skal danne grunnlag for en internasjonal standard for slike anlegg.

Forskriftene, veiledningene og senere standaren, skal ha høy kvalitet. Kvaliteten skal gjenspeile den kvalitetsmessige standard som gjelder for den ekspertise som finnes i Norge om slike kompliserte anlegg. Norsk knowhow og ekspertise skal gjennom disse dokumenter kunne markedsføres i utlandet på en objektiv og profesjonell måte. Forskriftene og veiledningene skal være offentlige og tilgjengelige for alle, på lik linje med andre norske standarer. Lanseringen av forskriftene og veiledningene skal skje sammen med opprustningen til OL'94, og planen er dermed å dra fordel av den internasjonale fokusering som Norge da blir utsatt for.

DELPROSJEKT 5, INTERNASJONAL MARKEDSFØRING

Prosjektets målsetting er å bidra til økt salg og eksport av norsk kompetanse, teknologi, varer og tjenester med tilknytning til utnyttelse av undergrunn. Sentrale fagområder i denne sammenheng er bergteknikk og ingeniørgeologi, ventilasjon og klima, brann, sikkerhet og miljø.

Strategien for denne gjennomføringen vil i stor grad bestå av oppsøkende virksomhet konsentrert om arrangementer f eks. seminarer hvor utvalgte tema fra fagområdet presenteres for spesielt inviterte eller i samarbeid med lokale fagmiljøer eller organisasjoner. Praktisk tilrettelegging vil skje i nært samarbeid med Norges Eksportråds respektive utekontor. For øvrig vil man gjennom prosjektet søke å utnytte den naturlige fokusering som OL-anlegg på Gjøvik vil få til å realisere prosjektets hovedmålsetting.

KONKLUSJON

Gjennom bergmekanikk og ingeniørgeologiske undersøkelser har en vist at det går å konstruere en sikker fjellhall med et spenn på 61 meter. Dette har skjedd i berg med dårlig, til middels, til godt fjell (Q=1-30). De egenskaper i fjellet som har gjort dette mulig er de høye horisontale spenningene (3-5 MPa) normalt på hallens lengde retning, de relativt ru og bølgete foliasjonssprekkene eller andre mer kontinuerlige sprekker. Systematisk bolting sammen med fiberarmert sprøytebetong er brukt som sikring. Nytten av detaljert bergmassekarakterisering, seismisk tomografi og bergspenningsmålinger er vist gjennom at en har kunnet nyttegjøre seg gode inngangsdata til de numeriske analysene. Resultatene fra UDEC-BB analyser gir deformasjoner på 8-9 mm, mens de målte deformasjoner ligger i området 7-8 mm.
Arbeidet med å sammenstille dataene fra hele forskningsprosjektet slik at de kan ende opp i forskrifter og veiledninger, som senere skal ende opp i en norsk standard, som deretter skal danne grunnlag for en internasjonal standard for slike anlegg, er kommet godt i gang. En har også allerede lagt ned en betydelig innsats når det gjelder den internasjonale markedsføringen av prosjektet.

REFERANSER

Barton,N.,F.Løset,R.Lien and J.Lunde (1980). "Application of the Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations,"Int.Conf.on Sub-surface Space, Rockstore, Stocholm, Sub-surface Space, Vol.2,pp.553-561.

Barton,N. and S.C. Bandis (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. Int.Symp. on Rock Joints. Loen 1990. Proceedings,pp.603-610.

Cundall,P.A. (1980). A generalized distinct element program for modelling jointed rock. Report PCAR-1-80, Contract DAJA37-79-C-0548,European Research Office, US Army. Peter Cundall Associates.

Makurat,A.,N.Barton,G.Vik,P.Chryssanthakis and K.Monsen (1990). Jointed rock mass modelling. Int.Symp. on Rock Joints. Loen 1990. Proceedings,pp.647-656.

NORSK TUNNELTEKNOLOGI PÅ DET INTERNASJONALE MARKED

Norwegian tunnelling technology on the international market

Professor, dr.ing. Einar Broch
Institutt for Geologi og Bergteknikk, Norges tekniske høgskole

SAMMENDRAG

Forfatteren har i 13 år deltatt i styret i International Tunnelling Association. På denne bakgrunn forsøkes norsk tunnelteknologi plassert i et globalt bilde. Det konstateres at deler av norsk tunnelteknologi har spisskompetanse. Forfatteren beskriver en del reaksjoner på presentasjon av vår teknologi som han har opplevd i ulike deler av verden. Viktigheten av å oppnå tillit hos tilhøreren understrekes. Artikkelen avsluttes med en diskusjon om hvordan vi bør gå frem for å selge norsk tunnelteknologi på det internasjonale marked. Nøkternhet i presentasjonsform fremheves. Behovet for samarbeide på nasjonalt nivå anses som en betingelse.

SUMMARY

The author has been a member of the executive council of the International Tunnelling Association for 13 years. On this basis Norwegian tunnelling technology is tried fit into a global picture. Within special fields Norwegian tunnelling technology is without doubt in the fore front. The author describes reactions on presentations of our technology which he has observed in different parts of the world. The importance of obtaining confidence is underlined. The last part of the paper discusses different ways of promoting Norwegian tunnelling technology on the international market. Co-work between national partners is regarded as the key to international success.

INNLEDNING - BAKGRUNN

I 1974 hadde jeg gleden av å være til stede ved dannelsen av International Tunnelling Association, - ITA. Det skjedde som mange i denne forsamling vet, her i Oslo. En god grunn til at det skjedde her, var faktisk at Norge på det tidspunkt var en av de få nasjoner som hadde en veletablert

tunnelforening. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk hadde allerede eksistert i 10 år, NFF er således en av de eldste aktive tunnelforeninger i verden.

En annen god grunn til å legge stiftelsen av ITA til Norge var at landet i et par decennier hadde drevet store og omfattende tunnelanlegg, særlig innen vannkraftutbyggingen. Ved ITA's stiftelse hadde vi allerede drevet 2.000 km med vannkrafttunneler, sprengt ut mer enn 100 kraftstasjoner i fjell og laget ufôrete trykksjakter med 500 m vanntrykk.

På det internasjonale marked haddde vi imidlertid ikke vært særlig aktive. Hjemmemarkedet var vel antakelig for godt. Heller ikke hadde vi vært særlig flinke til å informere omverden om hva vi holdt på med, selv om verdien av det internasjonale symposiet "Large permanent underground openings" i Oslo i 1969 ikke skal undervurderes. Spiren til økt aktivitet innen internasjonal publisering og økt deltakelse i internasjonale organer ble vel antakelig sådd nettopp med den kraftanstrengelse og det samarbeide som ble gjort for dette symposiet.

Iallfall ble vi aktive medlemmer i den nye internasjonale tunnelassosiasjonen like fra starten av. ITA bestemte seg for å ha årlige generalforsamlinger i motsetning til mange internasjonale foreninger som ofte har tre eller fire år mellom sine. Hensikten var selvsagt å få en så høy aktivitet som mulig så tidlig som mulig. Norge har vært representert ved samtlige generalforsamlinger. Selv har jeg deltatt på alle unntatt tre, delvis som norsk delegat og delvis som medlem av styret, - Executive Council, idet jeg ble innvalgt i dette organ i 1979. I mai i år var min tid i styret definitivt over etter at jeg de siste tre årene hadde sittet som såkalt Past President. Forut for dette hadde jeg vært Vice-President og President i tre år i hver stilling.

ITA's styre som består av ca. 10 personer, møtes normalt tre ganger i året i tillegg til generalforsamlingen. Liksom for generalforsamlingene, forsøker en å ha styremøtene rundt hos så mange medlemsnasjoner som mulig. I de senere år har vi ofte kombinert disse møtene med nasjonale ITA-kollokvier. Gjerne to/tre dagers møter hvor den ene halvparten av foredragene er ved medlemmer av den nasjonale forening og den andre halvparten ved medlemmer av Executive Council. Dette har vist seg å være en fin form for gjensidig utveksling av informasjon og kunnskaper. Det er heller ikke uvanlig at styret kombinerer sine møter med deltakelse i internasjonale symposier og konferanser som ITA står som sponsor for. To ganger har således styret vært her i landet, - i 1987 i forbindelse med HYDROPOWER i Oslo og i 1990 i tilknytning til "Strait Crossings" i Trondheim.

Gjennom mine 13 år i ITA's Executive Council har jeg altså fått anledning til å delta i ca. 50 møter spredt over hele

jordkloden, - faktisk på alle kontinent inklusive både Nord- og Sør-Amerika. Jeg har truffet en lang rekke interessante mennesker, og jeg har sett tunnelanlegg i alle typer av geologiske formasjoner og utført med høyst variable teknologier. Jeg har også ofte fått anledning til å holde foredrag eller forelesninger om norsk tunnelteknologi. På den måten har jeg etter hvert fått anledning til å danne meg et inntrykk av hvordan vår egen teknologi står i det internasjonale bilde, og også av hvordan folk reagerer i forskjellige deler av verden når jeg forteller om våre tunneler og undergrunnsanlegg. I det etterfølgende skal jeg forsøke å summere opp noen av de inntrykk og erfaringer jeg har under overskriftene:

- Norsk tunnelteknologi i et globalt bilde.
- Reaksjoner på presentasjon av vår teknologi.
- Hvordan bør vi gå frem for å selge norsk tunnelteknologi på et internasjonalt marked?

NORSK TUNNELTEKNOLOGI I ET GLOBALT BILDE

Vår vannkraftproduksjon utgjør nesten 5% av verdens samlede produsjon. De 200 underjordiske kraftstasjonene her i landet utgjør ca. halvparten av alle underjordiske kraftstasjoner i verden. Vi har sprengt ca. 3.500 km med kraftverkstunneler. Hvor stor andel dette er av verdens samlede lengde med kraftverkstunneler, vites ikke, men det kan godt være nærmere 50% enn 25%. Vi har ufôrete trykktunneler for vanntrykk tilsvarende 1.000 m, - ca. 80 i alt med trykkhøyder over 150 m. Dette er en teknologi vi er praktisk talt alene om. De ufôrete luftputene, i alt 10 stk., med lufttrykk opp til 78 bar, er vi fremdeles alene om.

Vi har mellom 750 og 800 jernbanetunneler, men jernbanetunneler er vi langt fra alene om, noe bl.a. folk som har reist med superhurtigtoget Shinkansen i Japan kan bekrefte. I tidsrommet 1975-90 bygde Japan mer enn 2.000 km med jernbanetunneler.

Heller ikke veitunneler som vi har en økende andel av, er vi alene om. Deltakerne på en NIF-ekskursjon til Nord-Italia for to år siden husker godt den turen da vi kjørte gjennom ca. 75 tunneler i løpet av et par timer. Selv ikke undersjøiske veitunneler er vi alene om. Det finnes en mengde trafikktunneler rundt om i verden som krysser under elver og havneområder. Den internasjonale interesse for våre to "Strait Crossings" symposier viser imidlertid at det legges merke til våre mange, lange og dype veitunneler under fjordene. I inneværende år har vi to ganger satt verdensrekord med henholdsvis Krifast- og Rennfastprosjektene, - Byfjordtunnelens lengde er 5830 m og største dybde 223 m.

Det er nesten like dypt som Seikan-tunnelen i Japan (250 m). Til gjengjeld er lengden på denne verdens lengste undersjøiske tunnel 52 km. Ellers er det vel i første rekke de relativt lave kostnader og ikke minst de korte byggetider for våre undersjøiske veitunneler som imponerer i et internasjonalt perspektiv.

Lavkost-begrepet er ellers forsøkt introdusert som generelt varemerke for våre veitunneler. Det er uten tvil billige tunneler med svært lav grad av sikring som er tatt i bruk mange steder her i landet hvor trafikken er lav. Men jeg må medgi at jeg har kjørt gjennomm tunneler i lavtrafikkområder i andre fjelland i verden som har tilsvarende lav grad av sikring, så noe enestående norsk fenomen er dette ikke. Det er rett og slett forstandig bruk av knappe ressurser og derfor god ingeniørkunst.

Infrastrukturelementer som vannforsynings- og kloakktunneler og tilhørende lagringstanker og renseanlegg er det et sterkt økende behov for på det internasjonale marked. Her har de nordiske land vært foregangsland når det gjelder å ta i bruk undergrunnen. Billige og sikre vannbasseng i fjell, og renseanlegg som er plassert under jorden og således ute av syne, har vi allerede lang erfaring med både hva angår prosjektering og bygging, og ikke minst drift og vedlikehold.

Også lagring av olje i fjellhaller har vi lang og positiv erfaring med. Ett nytt og spennende felt i denne bransjen er lagring av gass - og da særlig naturgass, under høye trykk i ufôrete fjellhaller. Med vår helt unike storskala erfaring fra luftputene mener vi å ha konseptet for den type lagring klart. For et par år siden arrangerte vi derfor en internasjonal konferanse kalt "Storage of gases in rock caverns" i Trondheim.

Rekreasjons- og underholdningsanlegg i utsprengte rom i undergrunnen er også noe som stort sett bare finnes i Norge og Finland. Sivilforsvarsteknisk lovgivning kan være en viktig del av forklaringen. Det er 20 år siden den første svømmehallen i fjell ble tatt i bruk i Gjøvik, og det er nettopp på Gjøvik det også i dag foregår med byggingen av den olympiske fjellhallen med den grensesprengende spennvidden på 61 m. I mellomtiden er det blitt ca. 25 ulike bruksanlegg av denne typen spredt utover hele landet. Dette er en type fjellanlegg hvor vi utvilsomt har spesiell kompetanse med hensyn til planlegging, bygging og drift.

Som en kort oppsummering kan det slås fast at vi har spesiell eller sågar unik kompetanse innen en del områder av det fagfeltet som vi ofte kaller fjellanleggsteknologi, og som på engelsk med et fellesnavn betegnes som "tunnelling technology". I forbindelse med internasjonal markedsføring av denne teknologien, er det imidlertid to forhold som det er viktig ikke å glemme:

1. Denne teknologien er utviklet i, og i stor grad tilpasset, topografiske og geologiske forhold dominert av sterke, krystalline bergarter. Enkle og billige forundersøkelser kan ofte gi et tilstrekkelig grunnlag for forsvarlig planlegging.

2. Planleggingen og byggingen har foregått i et lukket nasjonalt miljø hvor litt forenklet sagt "alle kjenner alle". Beslutningsprosedyrene har derfor vært svært enkle, - sett i et internasjonalt perspektiv kan en nesten si naivt enkle. Dette har vært en stor styrke på hjemmemarkedet. Det har sannsynligvis gitt oss verdens billigste tunneler. Men det har ikke virket kvalifiserende i et internasjonalt marked med til dels rigorøse krav til dokumentasjon før avgjørelser tas.

REAKSJONER PÅ PRESENTASJON AV VÅR TEKNOLOGI

Som tidligere nevnt har jeg gjennom de siste 10 - 15 år fått anledning til å holde foredrag og forelesninger om norsk tunnelteknologi rundt om i foreninger, symposier og universitet i alle verdensdeler. Det har vært foredrag av generell karakter hvor jeg har fortalt om den varierte bruken av undergrunnen som vi har, alltid illustrert av en lang rekke lysbilder. Det har også vært foredrag og forelesninger hvor jeg i engere fora f.eks. har tatt for meg de ufôrete trykksjaktene og luftputene. Det er alltid like spennende å se på reaksjonene hos tilhørerne.

En ganske entydig erfaring som jeg etter hvert har gjort meg er sørgelig selvfølgelig, men ikke desto mindre så viktig at jeg fremfører den her: "Fremstillingen må tilpasses tilhørerne". Kulturbarrierer, språkbarrierer, totalt ulik topografi og geologi, og stor avstand i tektnologisk utvikling er ikke lett å overvinne. Godt illustrasjonsmateriale hjelper på, men det har hendt at jeg har hatt følelsen av at min presentasjon av vår avanserte og varierte bruk av undergrunnen har blitt oppfattet som en god historie. At jeg sånn sett like gjerne kunne ha lest fra Asbjørnsen og Moes folkeeventyr. Det er spennende, men det er ikke virkelig. Selv fotografier oppfattes ikke som tilstrekkelig bevismateriale.

En viss moderasjon i fremstillingen er derfor ofte hensiktsmessig. Det behøver ikke å bli kjedelig av den grunn. Målet må være å skaffe kontakt med tilhøreren og ikke distanse ved å presentere for fantastiske prosjekt. Ved å gå noe tilbake i tid og vise hvordan utviklingen har vært, er det ofte enkelt for tilhøreren å plassere seg selv og sin lokale teknologi på riktig sted i bildet. Dette har jeg funnet helt nødvendig når jeg f.eks. snakker om ufôrete trykksjakter og luftputer. Det vil også være nødvendig når vi nå starter opp markedsføringen av norsk fjellteknologi

med Gjøvikhallen som stjerneobjekt. Hvis vi ikke er påpasselige her, kan vi snarere skremme enn tiltrekke oss potensielle kunder. Ingeniører liker nemlig ikke å føle seg nedvurdert eller forbikjørt i den teknologiske utvikling.

Som eksempel på problemene med kulturbarrierer, er det fristende å fortelle om hva som hendte meg i Kina for seks år siden. For en forsamling på 80 - 100 høyt kvalifiserte vannkraftingeniører, et såkalt "Senior engineer" kurs, holdt jeg en forelesning om utviklingen av ufôrete trykksjakter her i landet. Som naturlig var, brukte jeg også en del tid på å diskutere forholdene omkring de trykksjaktene hvor det hadde vært lekkasjeproblemer. Tross alt er det studiene av disse som har lært oss mest om hvordan vi skal prosjektere ufôrete trykksjakter. Etter forelesningen som med tolking hadde vart i to timer, ble ordet gitt fritt for spørsmål og kommentarer. Det første spørsmålet kom ganske raskt og lød: "Sir, hva hendte med de ingeniørene som hadde prosjektert de trykksjaktene som fikk lekkasjer?" Det er vel bare å innrømme at jeg må ha virket litt dum da jeg fikk det spørsmålet for det kom så totalt overraskende på meg. Jeg hadde ikke fått det før, og har heller ikke fått det siden. Men det avslører selvsagt en kultur preget av nærmest redsel for å ta avgjørelser. Det er klart at det ikke er enkelt for norske tunnelingeniører som både under planlegging og bygging er vant til å ta raske avgjørelser, å tilpasse seg slike kulturer.

Som eksempel på avstand i teknologisk utvikling kan jeg nevne et prosjekt jeg nylig fikk oversendt fra Verdensbanken for vurdering. Det gjelder en tunnel som er en del av et vannforsyningsanlegg. Lengden er ca. 7 km og tverrsnittet ca. 10 m^2. Bergartene er av rimelig god kvalitet så vidt jeg kunne bedømme ut fra den geologiske beskrivelse. "To Quicken the construction work" som det heter i prosjektbeskrivelsen, har en lagt inn syv, muligens åtte, tverrslag. Og for at disse tverrslagene skal bli så korte og billige som mulige, er de alle lagt inn som skråsjakter med minimumstverrsnitt. Videre har en, basert på en nitid geologisk kartlegging med bruk av både kjerneboring og geofysikk, inndelt berggrunnen i fem klasser med ulike krav til sikring. Alle klassene har ulike sprengningsmål med bredde varierende fra 3,6 til 4,6 m. Det synes som om det var hydraulikk-ingeniøren som vant kampen om tverrsnittsutformingen. Det store spørsmål blir selvsagt hvor skal en begynne og hvor skal en slutte når en skal foreslå forandringer på slike prosjekt. Går en for hardhendt ut, er det fort gjort å distansere seg fra de prosjektansvarlige, og intet er oppnådd.

Steinar Johannessen fortalte meg for kort tid siden at da han ved en anledning i utlandet fortalte om inndriftsrekordene med TBM ved Meråker-anleggene, fikk han den korte

og konsise kommentar: "Bullshit!" Underforstått: Det får være grenser for juging!

Altså, - uansett hvor en er i verden, så er det nødvendig å gå litt forsiktig frem. Det er kanskje ikke så lurt å starte med verdensrekordene, men heller forsøke å føle seg litt frem innledningsvis. Det er selvsagt fristende å slå til med de imponerende prestasjoner, og jeg har selv latt meg friste mang en gang. Men jeg har etter hvert fått mindre og mindre tro på mulighetene for positiv respons. Tillit, er stikkordet når et forhold skal etableres enten det nå gjelder ekteskap eller salg av tunnelteknologi. Og til det duger ikke store ord og fett flesk.

HVORDAN BØR VI GÅ FREM FOR Å SELGE NORSK TUNNELTEKNOLOGI PÅ ET INTENRASJONALT MARKED?

Dette er et spørsmål som jeg ikke pretenderer å ha noe klart og entydig svar på. Det er imidlertid et spørsmål jeg har vært med å diskutere gjennom mange år i NFF's internasjonale komité og andre fora. Jeg har også påtatt meg å være prosjektleder for et delprosjet knyttet til forskningsprogrammet "Publikumshall i fjell", dvs. Gjøvikhallen, med tittel "Internasjonal markedsføring". Jeg bør derfor ha en del forsøk på svar.

For det første tror jeg det er viktig å ha klart for seg at produktet som skal selges på mange måter er et nisjeprodukt. Vår spisskompetanse er knyttet til de krystalline bergarter, og den er som før nevnt utviklet i et skjermet miljø. Det betyr nødvendigvis ikke at det er et lite produkt. Det finnes mye bergarter rundt om i verden som kan betegnes som krystalline, - eller for å si det litt forenklet: rimelig sterke. Så slik sett skulle det være mer enn nok muligheter for oss.

Dernest tror jeg at salg av tunnelteknologi i fremtiden stort sett vil foregå ved deltakelse i "Joint ventures", altså ved samarbeide mellom flere partnere. Det kan være samarbeide i konsulentgrupperinger, i entreprenørgrupperinger eller i grupperinger på tvers av disse tradisjonelle skillelinjene. Tunnelarbeider er ofte så store og så spesielle prosjekt at slike grupperinger som inneholder både konsulenter/rådgivere og flere typer entreprenører kan være hensiktsmessige. Det kan bli deltakelse i multinasjonale grupperinger, og det kan bli direkte samarbeide med lokale nasjonale etater og firma.

I det hele tatt vil det bli satt store krav til evnen til å kunne samarbeide. Samlivserfaring er derfor viktig erfaring. Sånn sett vil de senere års utvikling med den økende grad av arbeidsfellesskap som vi har sett her i landet,

kunne vise seg å være verdifull også i et internasjonalt miljø.

Jeg avsluttet forrige kapittel med å angi tillit som et nøkkelord når forhold skal etableres. For at et samarbeide, eller samliv for den saks skyld, skal lykkes, er det like nødvendig med gjensidig respekt. Det betyr at vi må arbeide bevisst og systematisk for å oppnå respekt for vår kompetanse. Men det betyr også at vi både må ha og klart vise respekt for våre partneres kompetanse. At deres kompetanse kan være forskjellig fra vår, slik som en særlig kan oppleve den i mindre teknologisk utviklede land, betyr ikke at den er av liten verdi for et prosjekt. Og fremfor alt betyr den ikke at de ingeniørene er noe dårligere ingeniører enn vi er.

Jeg har hatt gleden av å treffe og snakke med tunnelingeniører over hele verden. Kort summert vil jeg beskrive dem som entusiastiske, realistiske og nøkterne mennesker. Derfor har jeg tro på at nøkternhet og ærlighet i fremstillingen av oss selv og vår kompetanse i det lange løp vil vinne frem. Når vi har interessante prosjekt å vise frem som kan dokumentere vår kompetanse, og vi har flere enn Gjøvikhallen, er det viktig at vi gjør en god jobb for å eksponere disse.

Jeg må imidlertid innrømme at jeg har liten tro på forsøkene med "sales gimmicks" av typen NoTCoS (Norwegian Tunnelling Contract System) som ble forsøkt introdusert for noen år siden, eller det aller nyeste som er NMT (Norwegian Method for Tunnelling). Denne typen bokstav-besvergelser tror jeg selger dårlig i den nøkterne tunnelverden. Vi er hverken de første eller eneste som har forsøkt å hamle opp med de fire magiske bokstavene NATM (New Austian Tunnelling Method, eller New Australian Tunnelling Method som det stort sett omtales som i Asia). Historien bak NATM, som for øvrig lenge var NÖT (Neue Österreichische Tunnelbauweise) er lang og omdiskutert, og den tror jeg vi tjener lite på å blande oss bort i.

Heller ikke tror jeg at det på sikt fremmer vår sak å gi omverden et inntrykk av at norsk tunnel- og undergrunnsteknologi har nådd dit den er i dag ved bruk av nitide, formaliserte klassifikasjonssystemer og avanserte matematiske modeller. For det er jo ganske enkelt ikke riktig. Som de fleste i denne forsamling vet, er det snarere det stikk motsatte som er tilfelle. Jeg tror ikke jeg vet om noe stort tunnelbyggerland som i mindre grad har brukt denslags verktøy og metoder. Vurderingen av nytten av å bruke disse metodene hører selvsagt hjemme i et helt annet foredrag som sikkert kan føre til atskillig diskusjon. Men la oss iallfall i internasjonal markedsføring kunne enes om at vi beskriver tunnellandet Norge så riktig som mulig.

Hva blir så gjort, og bør gjøres?

Vi bør fortsatt delta aktivt i internasjonale organer innen fagområdet. Det er helt åpenbart at det også innen vårt fagfelt vil bli en økende grad av internasjonal standardisering. Vi bør derfor passe på at viktige avgjørelser i arbeidsgrupper, komitéer og styrer ikke blir tatt uten at vi er med og påvirker disse. Fine eksempler på vellykket medvirkning er vår deltakelse i ITA's arbeidsgruppe for risikofordeling mellom byggherre og entreprenør, og i arbeidsgruppen for planlegging av undergrunnen.

Aktiv deltakelse i internasjonale organ vil også gi oss gode muligheter for eksponering av vår kompetanse gjennom foredrag og artikler i "proceedings". NFF's internasjonale komité har pålagt seg selv en rolle som inspirator og koordinator for denne aktiviteten. Dette synes jeg komitéen har lykkes godt med. Vi har i de senere år vært godt eksponert i foredragssaler og "proceedings" i en rekke viktige tunnelmøter rundt om i verden. Denne aktiviteten bør fortsette og selvsagt gjøres stadig bedre.

På et tilgrensende felt hvor vi absolutt trenger å forbedre oss, er publisering av egenprodusert stoff i internasjonale tidsskrift. Jeg sitter selv som medredaktør i et slikt og har gjort diverse forsøk på å få forfattere som har nedlagt mye arbeide i å utarbeide glimrende foredrag til Fjellsprengingskonferansen, til å viderearbeide disse for internasjonale tidsskrift. Jeg har dessverre ikke lykkes i den grad jeg hadde håpet, men jeg har ikke tenkt å gi meg. Artikler i tidsskrift synes ofte mye bedre enn i tykke "proceedings" på tusen sider eller mer. I akademiske sirkler gir de dessuten større prestisje.

En publiseringsaktivitet som vi klart har lykkes med, er den serien av temahefter med "Norwegian tunnelling" som gjennomgående stikkord som ble påbegynt for 10 år siden. Det åttende heftet "Norwegian Subsea Tunnelling" er nettopp utkommet, og det neste som skal omhandle lagring, er under utarbeidelse. Disse heftene er på ca. 100 sider, og trykket i 5000 eksemplar og finnes nå spredt over hele verden, stort sett som et resultat av gratis utdeling på konferanser og faglige messer. Heftene er et resultat av mye frivillig innsats fra de respektive redaksjonskomitéer samt økonomisk støtte fra Eksportrådet og denne forening. De mange responser jeg opp gjennom årene har fått på disse heftene, viser entydeig at her har vi fått en ypperlig markedsføring for en rimelig penge. Denne aktiviteten må derfor definitivt fortsette.

En relativt ny aktivitet er deltakelse på internasjonale messer. I fjor deltok NFF for første gang på en messe i tilknytning til "Tunnelling '91" i London. Foreningen hadde også en liten stand på det internasjonale symposiet

HYDROPOWER '92 på Lillehammer i juni i år. I september ble Gjøvikhallen og norsk tunnelteknologi presentert med NFF som fellesnevner på den store GEOTECH '92 messen i Tokyo. Den norske ambassadør deltok i åpningsseremonien, standen vår ble vist på "dagsrevyen", minst to aviser hadde bilde fra Gjøvikhallen, og det var mer enn 50.000 besøkende på messen. Det skal bli spennende å se hvilke effekter dette kan ha i markedet.

Foruten selv å reise ut på symposier og messer, er det selvsagt minst like viktig å få utenlandske kolleger og potensielle samarbeidspartnere til å komme hit til landet slik at de ved selvsyn kan overbevise seg om hva vi kan. Godt hjulpet av NIF's studiesenter og NTH's etterutdanningsavdeling har miljøet i de senere år arrangert flere vellykkede internasjonale konferanser: Low Cost Road Tunnels, Oslo 1984, Strait Crossings, Stavanger 1986 og Trondheim 1990, Hydropower, Oslo 1987 og Lillehammer 1992, Storage of Gases in Rock Caverns, Trondheim 1989, Rock Joints, Loen 1989. Deltakerantallet har variert fra ca. 100 til ca. 400. Under planlegging er det tredje "Strait Crossings-symposiet som skal foregå i Ålesund i juni 1993 og en konferanse om Underground Openings for Public Use på Gjøvik i juni 1994. En positiv sideeffekt av disse arrangementene er at de med god norsk dugnadsånd har lært oss å arbeide sammen for å løse store oppgaver.

Jeg nevnte tidligere de såkalte ITA-kollokviene hvor ITA's styre samarbeider med et nasjonalt styre om et lokalt møte. NFF's styre har laget sin egen variant av dette med to ganger å kombinere styreturer til utlandet med fellesmøter med nasjonale foreninger, nemlig i Spania i fjor og i Tsjekkoslovakia i år. Dette er en idé som absolutt bør forfølges og videreutvikles på den måten at vi også hjelper til med at styrer i utenlandske søsterforeninger velger å komme hit.

Som et resultat av direktøren i Norbuild, Jan A. Ryghs innspill på fjorårets Fjellsprengningskonferanse er det nylig igangsatt en markedsundersøkelse i Sørøst-Asia. Denne er økonomisk støttet av NFF, NTNF og Eksportrådet. Som nevnt innledningsvis i kapitlet er det også nylig igangsatt et internasjonalt markedsføringsprosjekt i regi av forskningsprogrammet for Gjøvikhallen. Bak dette står en rekke sentrale aktører i tunnelmiljøet. Det synes altså å være en klar forståelse for at samarbeide må til for at vi skal lykkes i våre anstrengelser.

Vi er i den heldige situasjon at vi har en veletablert og veldrevet forening som i mange år på en suksessfull måte har samlet hele det norske tunnelmiljøet til sin egen nasjonaldag i slutten av november. Dette skulle gi oss et usedvanlig godt utgangspunkt for en samlet og forsterket innsats også på det internasjonale marked. Kan vi enes om dette, er det bare å rulle opp ermene og ønske hverandre lykke til.

FJELLSPRENGNINGSEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1992

INNTRYKK FRA EKSKURSJON TIL TSJEKKOSLOVAKIA

IMPRESSIONS FROM EXCURSION TO CZECHOSLOVAKIA

Siv.ing. Johannes Hope, sekretær i NFF

SAMMENDRAG

Aktiviteten i tsjekkoslovakisk anleggsbransje synes nokså lav for tiden. Oppgavene er mange og store, men det antas at det vil gå minst 2-3 år før aktviteten tar seg vesentlig opp igjen.
I foredraget omtales inntrykk fra noen virksomheter som ble besøkt høsten 1992.

SUMMARY

The activety in the Czechoslovak construction business seems quite low for the time being. The tasks are numerous and plentiful, but most probably another 2-3 years are needed before business is improving.
Impressions from some of the companies we visited this autumn are mentioned in the lecture.

INNLEDNING

De fleste av styremedlemmene i NFF deltok tidligere i høst i en ekskursjon til Tsjekkoslovakia.

Tiltaket omfattet to seminarer med foredrag av de norske deltakerne. Det ene ble holdt i Praha. Det andre var i Banska Bystrica og samlet 60 deltakere fra hele Slovakia.

Videre ble det gjennomført besøk, møter eller befaringer til bl a:

- METROSTAV A.S., Praha, entreprenør- og ingeniørfirma, 4500 ansatte

- SUBTERRA A.S., Praha, entreprenør- og ingeniørfirma, 2400 ansatte

- Den tsjekkoslovakiske tunnelkomite, som er tilsluttet International Tunnelling Association (ITA).

- Metroen i Praha

- Strahov motorveitunnel i Praha

- Det Tsjekkiske Tekniske Universitet, Praha

- Veidekke Czechslovakia Ltd., Praha

- HIROCEM a.s., dagbrudd ved Rohoznik i Slovakia

- Slovakisk forening for Gruve- og Sprengningsteknikk

- Bergmesteren i Banska-distriktet i Slovakia

- Bergverksmuseum i Banska Stiavnica

- Slovenske Magnezitove Zavody s.p.,
  magnesittgruve i under dagen i Kosice i Slovakia

- CHEMKO s.p., Strazke i Slovakia, kjemikonsern, 3100 ansatte,
  bl a stor sprengstoffprodusent

Jeg vil i dette foredraget orientere litt om inntrykkene fra noen av disse besøkene, men først litt

GENERELT

Tsjekkoslovakia har et areal på ca 1/3 av Norge og et innbyggertall på nesten 16 millioner.
Årlig produksjon av sivile sprengstoffer lå for få år siden på 35.-40.000 tonn og var dermed grovt regnet av samme størrelse som det norske forbruket, men i forhold til Norge er aktiviteten vesentlig høyere på gruvesektoren og tilsvarende lavere for anlegg. I de seneste årene er imidlertid aktiviteten sterkt redusert både i gruvevirksomhet og i den industrien som baserer seg på kull og andre produkt fra gruvene.

Oppgavene med modernisering av industri og infrastruktur er enorme. Landet er nå inne i andre fase av sitt program for privatisering av økonomi og næringsliv. En av de viktigste forutsetninger for gjennomføring er tilførsel av utenlandsk kapital.
Det er anslått at det trengs USD 25-30 milliarder utenfra de nærmeste 10 år til utbygging av industri, infrastruktur, telekommunikasjoner, offentlig transport m v.

Som eksempel på helt nødvendige oppgaver kan nevnes rehabilitering av eldre trafikktunneler.
Det ble sagt at særlig i Slovakia er det et stort behov for sikring av mange, opptil 100 år gamle jernbanetunneler som i stor grad er foret ut med murverk.
Det er grunn til å anta at norske sikringsmetoder kunne ha visse fortrinn ved deler av denne type oppgaver.

Av andre aktuelle oppgaver kan nevnes planer for ny motorvei og høyhastighestsjernbane fra Praha mot Tyskland, forlengelse av motorveien fra Bratislava videre østover fra Trnava mot Kosice. Prosjekter av denne type vil kreve betydelige tunnel- og sprengningsarbeider.

Det ble nevnt at særlig franske selskaper hadde vist interesse for å finansiere,bygge og drive nye motorveier.

Det er imidlertid en vanlig oppfating at de ennå vil gå minst 2-3 år før aktiviteten tar seg nevneverdig opp.
De største problemene synes bl a å være knyttet til finansiering og politiske beslutninger, samt mange byråkratiske og tekniske handelshindringer.

STRAHOV MOTORVEITUNNEL, PRAHA

Prosjektet skal inngå i det midtre av Prahas 3 planlagte ringveisystemer.
Det er planlagt 3 parallelle 2-felts tunneler, delvis i løsmasser, men hovedsaklig i uforvitret leirskifer med lav fasthet.
Tunnellengden er 2100 m, derav 1560 m i fjell.
Totalkostnad er anslått til NOK 950 millioner.

To av tunnelene er under utførelse, mens den tredje ikke bygges foreløpig. Utdrevet tverrsnitt for fjelltunnelene er hele 125 m2, mens netto trafikktverrsnitt er i underkant av 50 m2.

Byggestart var i 1986 med planlagt ferdigstillelse i 1995.
Dette er imidlertid nokså usikkert pga. problemer med finansiering og manglende planer for tilknytning til vegsystemet.
Det er derfor en viss fare for at prosjektet ikke blir fullført og tatt i bruk som planlagt.
Dette kan bl a medføre problmer for stabilitet av de midlertidige betongveggene i forskjæringene fordi forankringene ikke er korrosjonsbeskyttet.

PRAHA MERTO

Bygging av tunnelbane i Praha startet i 1970. Første linje ble tatt i bruk i 1974, og systemet består i dag av 3 linjer på tilsammen 40 km og med 41 stasjoner i drift.
Halvparten av stasjonene og 80% av tunnelene er bygget ved underjordsdrift og resten ved såkalt "cut and cover".
Grunnen består dels av løsmasser, dels av sedimentære bergarter med lav fasthet.
Maks. stigning/fall er 4% og medfører at banens dybde under dagen varierer en hel del.

Tunnelene er for en stor del utført med skjolddrift og delsnittsmaskin, og foret med prefabrikerte betongelementer.
Utdrevet tverrsnitt har en diameter på 5,5 m.

Aktiviteten er ikke så stor for tiden, men linje B forlenges for tiden med 6,4 km mot øst og med 5,3 km mot vest.
Langs den vestlige delen bygges det samtidig ut et nytt stort boligområde.

Overslaget over total investeringskostnad for den østlig forlengelse på 6,4 km med 5 stasjoner er på NOK 1,0 milliard, inklusive en byggekostnad på NOK 750 millioner.
Byggetid: 1991 - 1995.

HIROCEM a.s.

Dette er en bedrift ved Rohoznik i Slovakia som produserer sement og en rekke andre produkter basert på egne leir- og kalksteinsbrudd.

Bedriften ble startet i 1971. I 1991 kom det sveitsiske selskapet Holderbank inn som medeier og skal fra 1996 eie 51% av aksjene.

Dagbruddet har en kapasitet på 1,6 - 1,8 millioner tonn pr år, og sementfabrikken som er Slovakias største har produsert opptil 1,5 tonn sement pr år.

Produksjonen er nå vesentlig lavere pga mindre forbruk innenlands og redusert eksport til andre østblokkland.

Kalkbruddet ligger 1,5 km fra sementfabrikken. Hittil kartlagt forekomst er anslått til 400 millioner tonn.

Brytningen i dette bruddet foregår nå på 5 nivåer, med pallhøyder på 15-20 m. De 10 øverste meter i terrenget fjernes med gravemaskin.
Det brytes normalt på 2 steder i bruddet samtidig.

Det satses nå på selektiv brytning som styres av et program som er basert på utførte på borkjerneanalyser og løpende analyser av prøver og borkaks fra det aktuelle brytningssted.
Programmet skal bidra til optimal mineralsammensetning for de ulike produkter, men det er nok såpass komplisert og krevende å bruke at bedriften ikke har greidd å få fullt utbytte ennå.

Boring foregår med 4 stk borerigger av type Hausherr som bedriften har holdt seg til i 20 år.
Kapasiteten er ca 90 m pr skift (8 timer).
Det bores ca 50 hull pr salve, i kun 1-2 raster for å oppnå ønsket framkast. Hulldiameter er 115 mm.
Med en pallhøyde på 16 m og hullavstand på 3,0-3,5 x 5 m blir salvestørrelsen ca 10.000 m3.
Det lades med primer, 90 kg pulversprengstoff og 6 m fordemming med borkaks pr hull. Tenning foregår med elektriske tennere og detonerende lunte.

Ved foten av stuffen bores det en rad 6 m lange liggere, i første rekke for å bedre forholdene ved opplasting.
Sprengstofforbruket er 0,12 kg/tonn.

Lasting foregår nå med hjullastere med skuffevolum på 6-8 m3, mens det tidligere bl a ble brukt elektriske gravemaskiner.
Massene transporteres til knuseren med 27-55 tonns dumpere.

Bedriften har kommet til at tradisjonelle driftsmetoder ikke lenger er tilstrekkelige til å oppnå nødvendig kvalitet, men at en må legge om driften og ta i bruk databaserte styringsprogram.
Ledelsen er imidlertid klar over at dette blir krevende både for teknisk personale og andre ansatte pga komplekse brytningsforhold.

BERGMESTER
(Tysk: Bergbaubehörde)

Jeg tar med en kort orientering om bergmesterfunksjonen med utgangspunkt i besøk hos bergmesteren i Banska-distriktet i Slovakia.
Sammenlignet med norske forhold har han en funksjon som er en slags kombinasjon av bergmester, arbeidstilsyn, sprengstoffinspeksjon og forurensningstilsyn for gruve- og sprengningsarbeider.

Banska er ett av Slovakias 3 bergmesterdistrikt. Bergmesteren her har tilsyn med 350 bedrifter, og har ansatt 10 bergverksinspektører i tillegg til kontorpersonale.

Oppgavene er bl a forskrifter for gruvevirksomhet, regler for bruk og godkjennelse av sprengstoff, fagprøver for gruvearbeidere, tilsyn med sikkerhet, ytre miljø, m v.
I Slovakia arbeider 10.000 mann med sprengningsarbeider, og det hadde hittil i år vært to alvorlige sprengningsulykker.

Et nytt saksområde som etter hvert også vil angå bergmesteren er spørsmål knyttet til eiendomsrett og grunnerverv ved gruvedrift.

SLOVENSKE MAGNEZITOVE ZAVODY S.P.

Dette er en underjordsgruve i byen Kosice. Det brytes magnesit for framstilling av magnesiumoksyd for produksjon av høytemperatur-foringer og gjødning.
Gruva ble startet i 1911, og ble drevet som dagbrudd fram til 1970 da en gikk over til underjordsdrift.

I 1989 var produksjonen 540.000 tonn, mens den nå er nede i 350.000 tonn pr. år.
Bemanning under dagen er 150.
Til sammenligning er produksjonen på Stjernøya så vidt jeg kjenner til 500-600.000 tonn på ca. 16 mann.

Totalt ansatte i hele bedriften er ca. 800 personer.

Det brytes to typer malm, silisiumtypen og kalsiumtypen. Forekomsten har et fall på 45 grader og en mektighet på 60-100 m. Gruva drives fra 3 steder med nedfarter fra dagen.

Det benyttes to brytningsmetoder, magasinstroser med langhull (skivebrytning) og rom og pillar med gjenfylling. Brytningsmetodene er valgt for å ta hensyn til at gruva delvis ligger under byen, og at det derfor er viktig å unngå ras eller setninger, samt å ha kontroll med vibrasjoner fra salvene.

For magasinstrossene er etasjeavstanden 50 m. Avstanden mellom borortene er 32 m. Strossebredde er 15 m med 10 m vertikalfeste mellom magasinene. Avstanden mellom viftene er 1,7 m. Til boringen av de opptil 40 m lange hullene ble det benyttet en trykkluftdrevet borerigg, og det var en del vansker med å få ut borkakset. Det sprenges to vifter om gangen.
Når magasinene er tømt sprenges vertikal- og hoisontalfestene og sideberget raser inn i magasinene. 40% av malmen fra festene kan tas ut, resten blir liggende som fyllmasse i magasinene.

For rom- og pillarbrytningen er etasjeavstanden 50-100 m. Pillarene som er på 7x7 m står i et kvadratisk mønster med avstand 8 m. Skivehøyde er 3 m, slik at salvene blir 3x8 m. Salvelengde er kun 2,8 m. Begrunnelsen var at dette passet med utstyret, samt en del pålegg fra Bergmesteren. Borhullsdiameter er 38 mm, og salvene lades med patronert sprengstoff og elektriske tennere. Savlene er på ca. 200 tonn med et sprengstofforbruk på 0,36 kg pr. tonn. Brytningen foregår nedenfra og oppover, og rommet som blir tatt ut mellom pillarene fylles etterhvert igjen med masse som slippes ned i gruva ovenfra.

Lasting foregikk delvis ved skraping til siloer og tapping i vagger. En av gunnene til den beskjedne kapasiteten var transporten. Gruveheisene hadde en kapasitet på to 4m3 vagger pr. gang.

Det største problem for modernisering ble sagt å være kapital, men det virket også som om forretningsmessig (kapitalistisk) tenkning ennå ikke har slått helt i gjennom.

AVSLUTNING

Som nevnt er anleggsaktiviteten lav i Tsjekkoslovakia for tiden, men det mangler ikke på oppgaver.
Tsjekkerne håper derfor på snarlig bedring i økonomien, og som de selv sier forsøker landet nå nølende og med mange vanskeligheter å komme tilbake i Europa.

MIKROTUNNEL I DRAMMEN

Sivilingeniør Johan Steffensen
Projektleder kloakkrammeplanen
Drammen kommune

1. KLOAKKRAMMEPLAN I DRAMMEN

Kloakkrammeplanprosjektet starter i 1987 og har som målsetting å samle og behandle avløpsvannet fra byen innen 1995.

Prosjektet er et av de største avløpsprosjektene i Norge for tiden (ca. 450 mill. kr.), og utgjør en viktig del av Norges bidrag til å oppfylle avtalen om halvering av næringstilførslene til Nordsjøen innen 1995 (Nordsjøavtalen).

Kloakkrammeplanprosjektet omfatter bl.a. 18,5 km avløpsledninger gjennom byen på begge sider av elva.

2. HVORFOR HAR DRAMMEN KOMMUNE SATSET PÅ RØRPRESSING?

Grunnforholdene i Drammen er preget av at byen ligger ved et elveutløp. Grunnforholdene består hovedsaklig av sand, silt og leire. Grunnvannstanden er høy, slik at store deler av det nye avskjærende ledningsanlegget blir liggende under dette nivået. Et konvensjonelt ledningsanlegg (graving) er anleggsteknisk komplisert og kostbart.

Dette er hovedårsaken til at Drammen kommune i 1988-89 begynte å så på alternative måter å bygge avskjærende ledningsanlegg på. Flere anleggstekniske løsninger ble vurdert. Rørpressing ble vurdert som mest interessant ved siden av konvensjonell graving. Gøteborg kommune hadde solide referanser på rørtrykking i leire utført av svenske firmaer. Disse firmaene hadde også utført enkelte anlegg i Norge i tilsvarende grunnforhold. Problemet i Drammen var imidlertid at store deler av det avskjærende ledningsanlegget skulle ligge i sand, silt, under grunnvannstand. I Skandinavia var det ingen erfaring/referanser fra rørpressing i slike grunnforhold.

Etter nærmere vurdering av tilbud (bl.a. fra Veidekke og Strøm Gundersen A/S) og erfaringsinnhenting fra utlandet, inngikk Drammen kommune i 1989 kontrakt med Strøm Gundersen A/S, med det japanske firmaet Iseki som underentreprenør. Det ble her benyttet en Ø 1000 mm Iseki Unclemole mikrotunnelmaskin med meget godt resultat.

Drammen kommune har idag lagt ca. 6.0 km avkjærende ledninger med rørpressing i forbindelse med kloakkrammeplanen til en verdi av ca. 60 mill. kr. Resterende rørpressingsanlegg innenfor KRP (Bragernes sentrum) utgjør ca. 2 km. Dette anlegget vil bli gjennomført i perioden oktober 92 - desember 93. Totalt vil Drammen kommune bruke ca. 90 mill. kroner på denne teknikken. Rørpressingen erstatter primært konvensjonell graving der det er nødvendig med tapt spunt, og det samtidig er mange konfliktpunkter.

Erfaringene er gode, og metoden bør være et meget godt alternativ ved større ledningsanlegg i byområder og tettbebyggelse der grunnforholdene er vanskelige.

På grunn av den raske fremdriften og reduserte konfliktpunkter, er rørpressingen en avgjørende faktor for at kloakkrammeplanen i Drammen kan ferdigstilles 01.01.95.

3. METODER

Mikrotunneler er definert som røranlegg opp til Ø 1000 mm, dvs. anlegg som ikke kan betjenes av personer inne i selve røranlegget. Metoden går i korthet ut på at rør presses/bores fra en nedsatt brønn til en annen. Normalt er avstanden ca. 100 meter. Brønnene settes vanligvis ned ved senkekasseprinsippet, dog avhengig av grunnforholdene. Brønndiameteren varierer mellom 2,0 - 5,5 meter, avhenging av metode og ledningsdimensjon.

For små dimensjoner (opp til 200 mm) er boring fra bakkenivå et godt alternativ.

Flg. rørpressingsmetoder er benytte i Drammen:

* Horisontal drilling (bananboring). Fig. 1.
* Rørtrykking med åpen front (primært leire). Fig. 2.
* Mikrotunnelmaskiner (primært sand/silt). Fig. 3.

<u>Horisontal drilling.</u>

Dette er den enkleste formen for rørboring. Maskinen (knfr. fig. 1) står oppe på bakken. Ved spyling og trykking presses en borstreng gjennom bakken. Kontakt med borfronten skjer via en "flowcator", et apparat som indikerer spissens posisjon. Spissen er skrå i fronten, og ved å vri borstrengen/spissen kan strengen styres i riktig retning. Når spissen har nådd målet, styres den opp i bakkenivå. Deretter kobles kabel/ledning på spissen, og alt trekkes tilbake. Massen fortrenges, bl.a. ved hjelp av spyling.

Metoden egner seg best for dimensjoner mindre en Ø 200 mm. Styringen er noe unøyaktig, og ved selvfallsledninger (f.eks. avløp) bør fallet være større enn 10 %. Metoden er godt egnet for pumpeledninger og meget godt egnet for kabeltrekkrør o.l.

Rørtrykking.

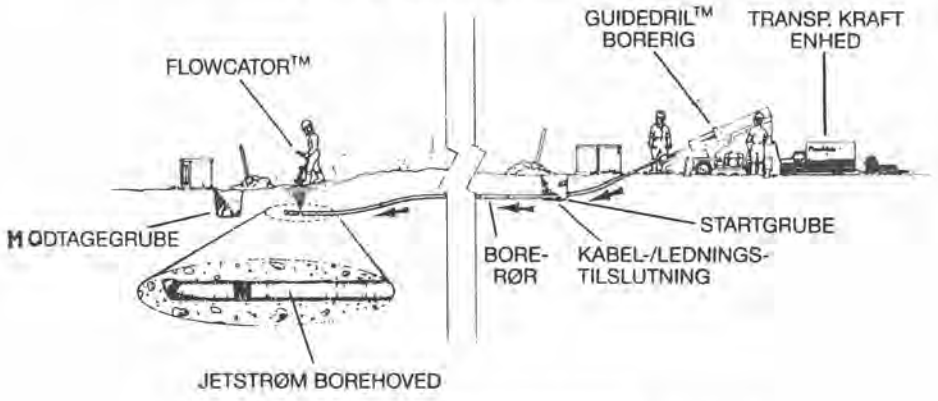
Rørtrykking foregår fra brønner som er satt ned i bakken (se fig. 2). I fronten sitter det et "skjærhode" med åpen front. For styring er det i hodet innebygget hydrauliske jekker som styres ved hjelp av instrumenter i hodet. Instrumentene gir signal via en microprosessor slik at jekkene kan justere skjærhodet i nøyaktig posisjon. Det kan oppnås meget nøyaktig styring ved denne metoden. Styringen utføres normalt fra en kontrollstasjon oppe på terreng. Til retnings-bestemmelse brukes normalt laser.

På grunn av den åpne fronten egner utstyret seg best i leire, hvor vannet er bundet i massene. Påtreffes friksjonsmasser eller bløte masser kan disse strømme inn i røret. Dette kan på enkelte maskiner reguleres ved et lukkeskjold i fronten.

Massene som fortrenges samles inn i røret. Disse trekkes med jevne mellomrom tilbake til pressekummen ved hjelp av et skjær. Fra pressekummen grabbes de opp i lastebil.

Punkthindringer fjernes normalt ved at det presses ned et større stålrør fra bakkenivå. Massene inni røret fjernes slik at punkt-hindringen nås. Masse tilbakefylles i røret, som til slutt trekkes (knfr. fig. 2).

TRIN 1: STYRET BORING DANNER MICROTUNNELEN



TRIN 2: TUNNELUDVIDELSE/TILPASNING
INSTALLATION FORSYNINGSKABEL/LEDNING

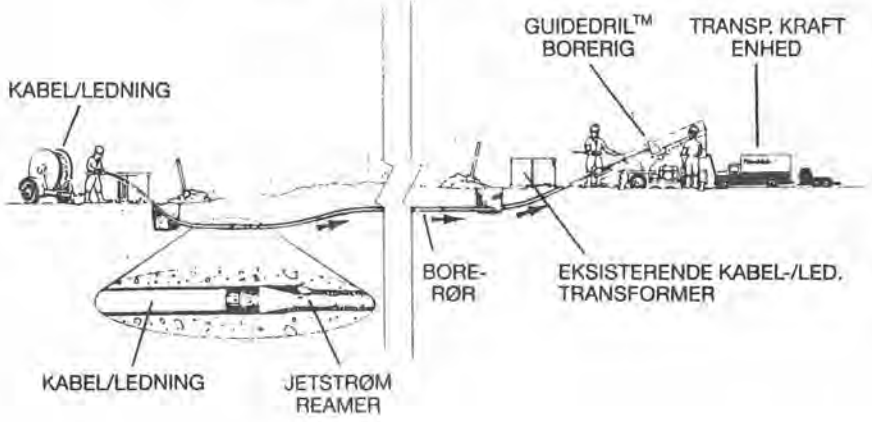
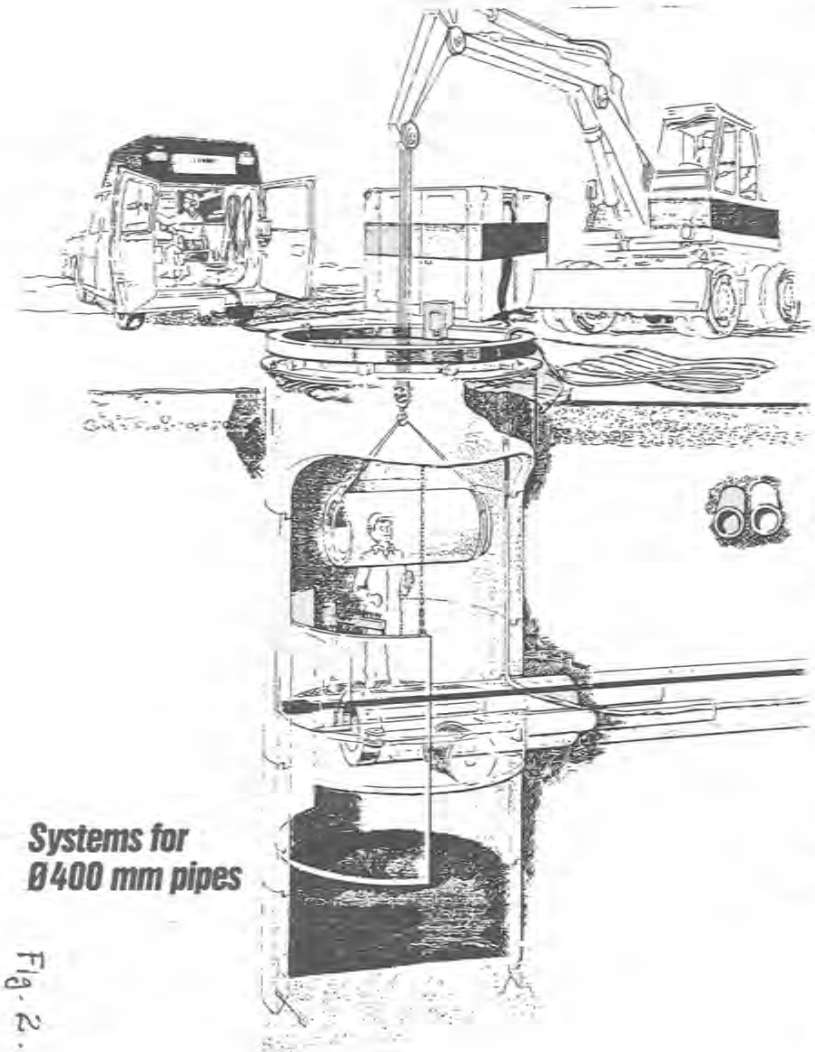


FIG. 1.

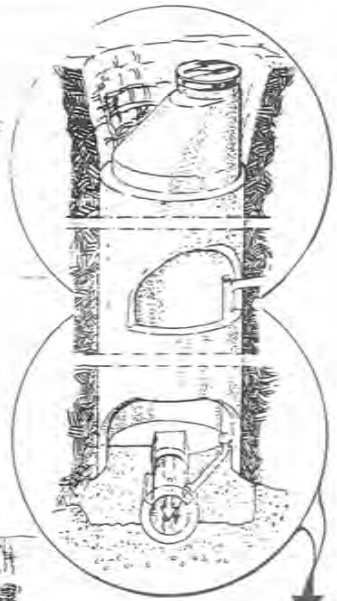


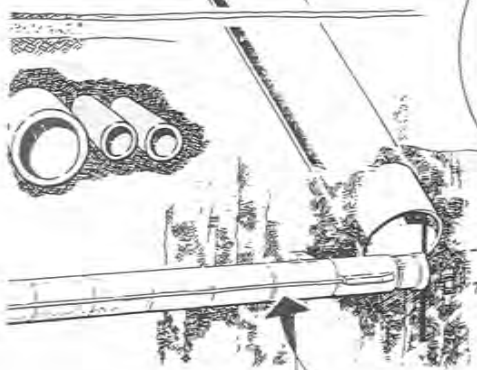
Systems for Ø400 mm pipes

Fig. 2.

Clearance of obstacles

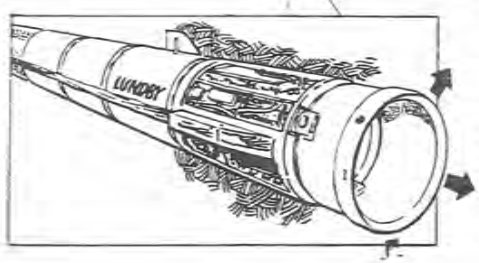
Through light temporary access obstacles as bigger stones, piles or similar are easily removed. The access can be set at an angle to avoid buildings, ducts etc.





Utility connections

Utility connections between manholes are easily installed. Standard 1,200 mm concrete rings are sunk to form an access manhole to the jacked pipe. An opening for the utility line is made and concrete is cast around.



Shield

The specially designed shield has a frontcone articulated by hydraulic jacks. Instrumentation etc is located in the shell, giving via computer processing the operator necessary information for an accurate steering.

Dette er den mest avanserte formen for rørboring.

Av tekniske og økonomiske årsaker egner utstyret seg best i friksjonsmasse, under grunnvannstand. Den kan dessuten forsere hindringer i bakken (mindre steiner, trestokker o.l.).

Mikrotunnelmaskinen er utstyrt med et lukket hode som maler opp, hhv. knuser massene og visse punkthindringer i traséen. Borhodet trykkes inn i massen. I selve skjærhodet er det en roterende "steinknuser" som knuser stein med størrelse inntil 30 % av rørdiameteren. Vann pumpes inn i fronten for å holde mottrykk til utvending grunnvannstrykk. Massene transporteres sammen med returvannet til sedimenteringstank opp på bakken (knfr. fig. 3). Poretrykksmålere sjekker grunnvannstrykket slik at dette hele tiden opprettholdes.

Skjærhodet styres ved hjelp av hydraulikksylindre på samme måte som ved rørtrykking. Til retningsbestemmelse brukes laser. Den er montert ute i kummen med en blink i hodet. Ved hjelp av kamera og monitor i kontrollrommet kan operatøren styre pressingen i riktig retning. Styringen for denne metoden er også normalt meget god, både vertikalt og horisontalt.

Den første presselengden som ble utført i Drammen var 106 meter. Her kom maskinen inn i uventede grunnforhold, flislag og tømmer fra gammel sagbruksvirksomet. Dette skapte problemer, men resultatet ble allikevel meget bra, 6 mm ute av kurs.

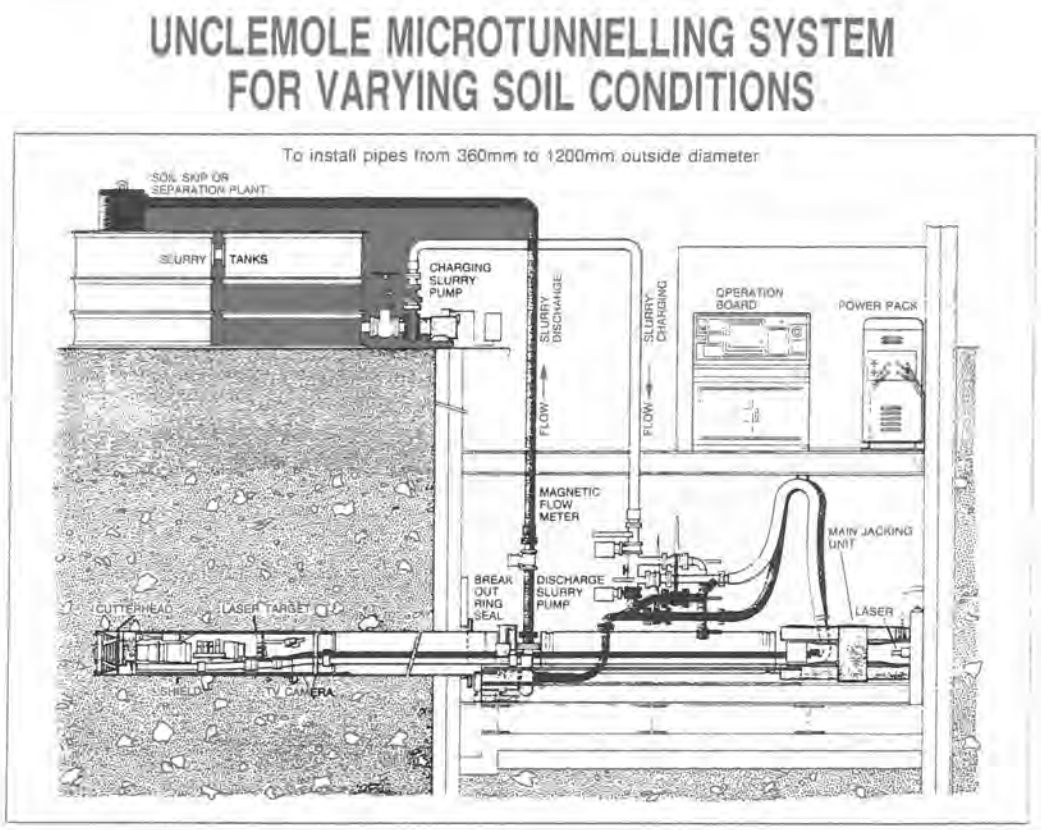


FIG. 3

4. ERFARINGER

Sammenlignet med konvensjonell graving har rørpressingen flere fordeler:

Tekniske fordeler:

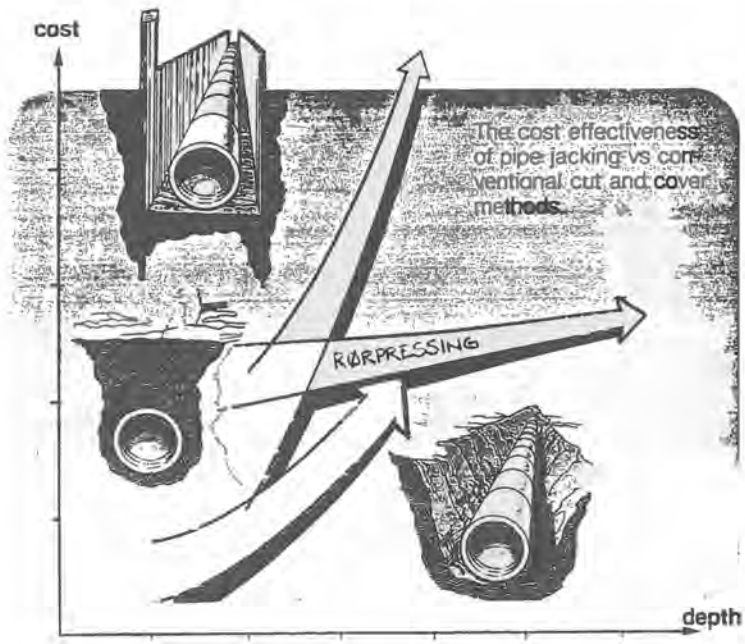
* Mindre fare for setninger på ledning og nærliggende bygninger fordi spunting (og grunnvannsenking) unngås.
* Ledningen kan legges dypere, uten vesentlig økning i kostnadene. Dette gir mulighet for reduksjon av antall pumpestasjoner (lavere driftskostnader), og færre konflikter med eksisterende anlegg i bakken.
* Større presisjon/bedre kvalitet.
* Presse- og mottakskummen kan benyttes til pumpestasjoner/overløp, som reduserer byggekostnadene for disse.

Samfunnsmessige fordeler:

* Redusert trafikkomlegging.
* Redusert ulemper for publikum, forretninger osv.
* Færre problemer med eksisterende anlegg i bakken (kabler, ledninger, osv.).
* Lite skader på veier og eiendommer.

Administrative fordeler:

* Vesentlig større fremdrift.
* Forenklet byggeadministrasjon.



5. MOMENTER VED VURDERING AV NO DIG-TEKNIKKER SOM ANLEGGSMETODE FOR ET LEDNINGSANLEGG

A. **Anleggskostander.**
Erfaringene fra Drammen tilsier av NO DIG-teknikker bør vurderes dersom konvensjonell graving krever spunting. Grøftekasse er normalt billigere enn NO DIG-teknikker. Ved små ledningsdimensjoner (< Ø 200 mm) er horisontal drilling meget konkurransedyktig.

B. **Grunnforhold.**
Det er billigere å bruke NO DIG-teknikker i leire enn friksjonsmasse (sand, silt osv.). Nøyaktige grunnundersøkelser (inkl. CPT-metode) anbefales hvis NO DIG-teknikker er aktuelle.

C. **Sosiale kostnader.**
Kostnader knyttet til terrengødeleggelser og forstyrrelser mht. trafikk, næringsvirksomhet, publikum o.l. bør vurderes nøye. Dette inkluderer også sannsynlighet for setningsskader osv. NO DIG-teknikkene reduserer disse problemene vesentlig.

D. **Administrative kostnader.**
NO DIG-teknikken har en vesentlig raskere fremdrift enn konvensjonell graving, samtidig som selve oppfølgingsarbeidet normalt er mindre. For anlegg hvor disse momenter er av betydning bør NO DIG-teknikken vurderes.

E. **Dype ledninger - redusert antall drifspunkt.**
Kostnadene for rørpressing øker ikke vesentlig ved dype anlegg. Ved å utnytte dette kan ledningsanleget legges på et dyp slik at antall pumpestasjoner reduseres sammenlignet med konvensjonelt anlegg Reduksjon i antall pumpestasjoner reduserer fremtidige driftskostnader.

6. PLANDOKUMENTER - ENTREPRISEFORM

Hvis rørpressings-teknikken er aktuell, bør det vurderes å benytte en "modifisert totalentreprise-modell". Anleggsutførelsen er normalt utstyrsavhengig. Erfaringsmessig har det derfor vært vanskelig å detaljplanlegge et anlegg som skal utføres ved rørpressing. Planene må tilpasse utstyret som skal benyttes. Derfor har Drammen kommune følgende prosedyre for denne type anlegg:

1. VA-teknisk løsning detaljplanlegges.
   Dette inkluderer dimensjon, fall, stikkledninger, osv.
   Tilknytningspunkter til hovedledningen angis (ønsket brønnplassering).

2. Grunnforholdene kartlegges ved hjelp av grunnboringer o.l.
   (inkl. CPT-boring).

3. Kravspesifikasjoner mht. anleggsutførelse, materialvalg (rør, osv.) utarbeides.

På bakgrunn av pkt. 1, 2 og 3 fremlegges entreprenøren forslag til anleggsteknisk løsning m/pris, basert på sitt utstyr.

7. AKTUELLE ENTREPRENØRER

Følgende firmaer har levert anbud/tilbud til Drammen kommune:

Horisontal drilling:
* Kr. Olimb A/S/Lundby System AB (norsk/svensk).

Rørtrykking (hovedsaklig leire):
* Kr. Olimb A/S/Lundby System AB (norsk/svensk) - eget utstyr.
* Vávra Jordtunnlar (svensk) - eget utstyr.
* BAB Construction AB (svensk) - eget utstyr.
* Strøm Gundersen A/S/Delta (norsk/engelsk) - Decon-maskin.

Mikrotunnelboring (sand, silt):
* Strøm Gundersen A/S/Euro Iseki (norsk/engelsk) - Iseki Unclemolemaskin.
* Veidekke/Hochtief (norsk/tysk).
* Per O. Skåre/Østergaard (norsk/dansk) - Soltau-maskin.
* Kr. Olimb A/S/Lundby System AB/K-Boringen (norsk/svensk/belgisk) - Herrenknecht-maskin.

Kontrakter er inngått med Kr. Olimb A/S/Lundby System AB (inkl. K-Boringen) og Strøm Gundersen A/S/Euro Iseki.

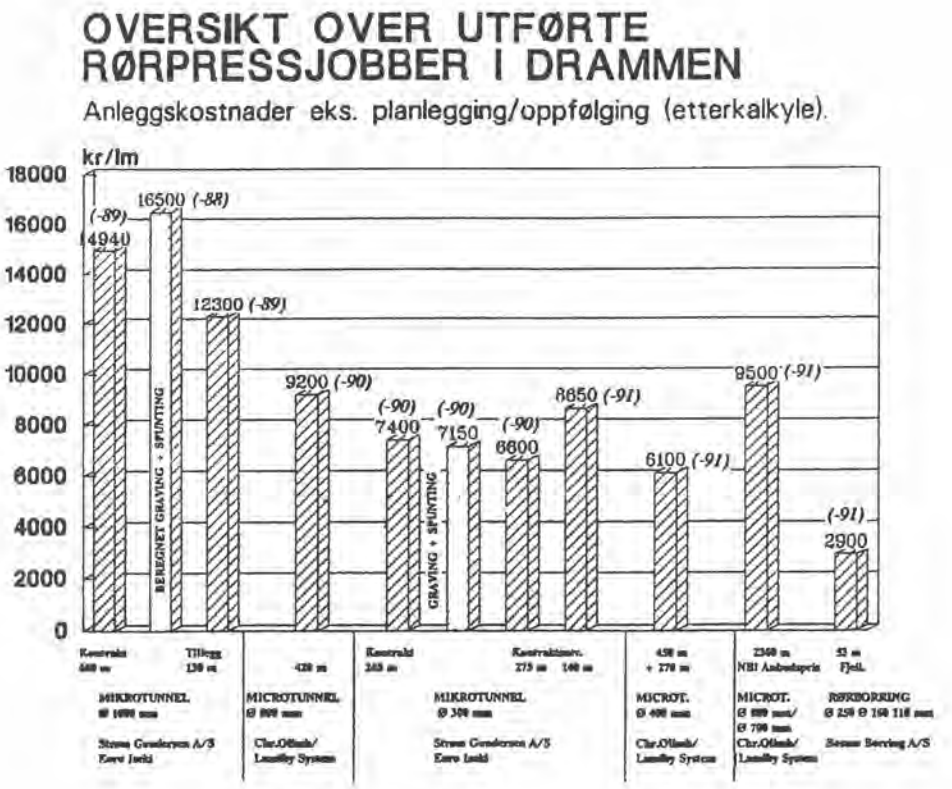
For å forsøke å få frem norske delleveranser og kompetanse innenfor dette fagfeltet, har Drammen kommune inngått en utviklingskontrakt (FOU-kontrakt) med Drammensfirmaet Strøm Gundersen A/S. Kontrakten omfatter ca. 630 m rørtrykking (Ø 1000 mm) i leire og stikkledningstrykking.

Strøm Gundersen A/S har gjennom denne kontrakten bygget opp en trykkutrustning som bl.a. kan brukes i spesielt bløte masser (luke i fronten), og en egenutviklet minirigg. Miniriggen kan presse rør opp til Ø 400 mm fra vanlige kummer (Ø 140 mm), og egner seg spesielt godt til mindre ledningsanlegg og stikkledninger for avløp, kabeltrekkrør og pumpeledninger.

I tillegg til dette omfatter utviklingskontrakten utvikling av spesialrør for rørtrykking. Loe fabrikker i Hokksund kan som eneste norske leverandør nå levere betongrør for rørtrykking med dimensjonene Ø 400 mm, Ø 1000 mm og Ø 1400 mm. Kvaliteten er fullt på høyde med utenlandske rørtrykkingsrør.

8. KOSTNADER

Kostnader for utførte anlegg i Drammen er vist nedenfor. Kostnadene for samme utstyr varierer noe. Dette skyldes variasjoner i grunnforholdene, samt omfang av tilknytninger som er inkludert i prisene.



9. PROSJEKTEKSEMPLER.

9.1 Strømsøprosjektet.

Entreprisen var 630 meter, ø = 1000 mm, avskjærende ledning under grunnvannstand i leire, silt, sand og sannsynlighet for flis, tømmer o.l.

Bakgrunn for valg av anleggsutførelse:
Ledningsanlegg bygget på tradisjonell måte med graving/spunting ville her bli svært kostbart. Ved andre anlegg i samme område hadde det oppstått relativt store setninger. Drammen kommune ønsket p.g.a. dette å vurdere alternative metoder for rørlegging.

Anbud ble sendt ut både for rørpressing og konvensjonell graving.

Etter en totalvurdering besluttet Drammen kommune å satse på rørpressing etter "mictotunneling"-prinsippet (Iseki-utstyr). Denne metoden hadde ingen referanser i Skandinavia, men referansene fra Mellom-Europa var gode. Det ble benyttet spesialbetongrør levert fra England (sentrifugalstøpte, sulfatresistente). Metoden ble valgt pga.:

- Dyp ledning i vanskelige grunnforhold.
- Store krav til presisjon/kvalitet på utført arbeid.
- Trafikkert byområde, med bl.a. kryssing av to store veier.
- Mindre masseuttak/masseflytting.
- Mye kabler etc. i bakken, som ikke berøres ved rørpressing.
- Mindre risiko for uforutsette tilleggskostnader/bedre kostnadskontroll.

Utførelse:
Arbeidet ble utført uten store problemer. Maskin stoppet to ganger p.g.a. hindringer (spunt og bilvrak). Dette ble fjernet manuelt (oppgraving). Grunnforholdene var forøvrig enda mer variable enn forutsatt i geotekniske rapporter. Maskinen forserte f. eks. ca. 40 meter med tømmerstokker og flis uten store problemer. Kommunen er totalt sett meget fornøyd med resultatet i dette svært vanskelige området.

2 stk. hvirveloverløp er bygget inne i pressekummer.

Prosjektorganisasjon:

Byggherre	: Drammen kommune, ingeniørvesenet
Entreprenør	: Strøm Gundersen A/S, Drammen/ Euro Iseki, England.
Prosjekt- og byggeledelse	: Drammen kommune, ingeniørvesenet v/kloakkrammeplankontoret.
VA-konsulent	: Arbeidsfellesskapet Siv.ing. Carl-H. Knudsen A/S - A/S Prosjektas.
Geoteknisk konsulent	: NGI.

..2 Landfalløyprosjektet.
I Landfalløya skulle kloakkrammeplanen legge 750 avskjærende ledning, ø = 300 mm. Gaten er trafikkert. Bygningene langs gaten er stort sett gamle, og grunnforholdene er vanskelige. Ledninger skulle legges delvis i sand, delvis i leire. Store deler av ledningen ville ligge under grunnvannstand. Det var dessuten flere forretninger med eneste adkomst fra gaten.

Anbud ble utarbeidet både for pressing og graving.

Prisforskjellen for hele etappen var noe over 1 mill. i favør av graving.

Bakgrunn for valg av anleggsutførelse:
Problemstillingen for kommunen var etter anbud å vurdere størrelsen av mulige tilleggskostnader. De samfunnsmessige fordelene ved rørpressing måtte også vurderes.

På to delstrekninger ville ledningen ligge dypt, samtidig som grunnforholdene var til dels svært vanskelige. Ved graving var det her nødvendig med tapt spunt, mens grøftekasse kunne benyttes på resten av strekningen. Risikoen for tildels betydelige tillegg ble vurdert til stor på de dype strekningene. På deler av de dype strekningene passerte også ledningen tett inntil eldre bebyggelse.

Ved å innkalkulere mulige tillegg på de dype strekningene ble prisforskjellen mellom pressing og graving her ubetydelig. Rørpressing ble derfor valgt på to delstrekninger, totalt 360 meter, mens det for den resterende del av jobben ble valgt konvensjonell graving.

Denne delingen gav en teknisk/økonomisk optimal løsning, hvor fordelene med både graving og pressing ble utnyttet maksimalt. Kontrakt for rørpressingen ble inngått med Strøm Gundersen A/S, med Euro Iseki som underentreprenør.

Det ble benyttet glaserte leirrør (Denlok) fra England. Rørene er godkjent for rørpressing i h.h.t. Britisk Standard 65.

Utførelse:
Arbeidet gikk uten store problemer. En større stein ble påtruffet. Denne måtte fjernes manuelt (oppgraving). Ellers var det visse problemer med laserutstyret som resulterte i mindre avvik på retningen. Grunnforholdene ellers, vannførende sandlag etc. ble forsert uten store problemer. Arbeidstiden for selve pressingen var ca. 5 uker på 240 meter. Dette var ca. 1/3 av forventet tid ved graving.

Byggesakens forløp og etterkalkyler viste at en oppdeling av entreprisen på denne måten var fornuftig, bl.a. p.g.a. noe vanskeligere grunnforhold enn forutsatt på de dype strekningene.

Prosjektorganisasjon:

Byggherre	: Drammen kommune, ingeniørvesenet.
Entreprenør	: Strøm Gundersen A/S, Drammen/ Euro Iseki, England.
Prosjekt- og byggeledelse	: Drammen kommune, ingeniørvesenet v/kloakkrammeplankontoret.
VA-konsulent	: Østlandskonsult, Oslo.
Geoteknisk rådgiver rørpressing	: NGI

7.3 Gulskogenprosjektet.
Strekningen var totalt 450 m, parallelt med riksveien, i vanskelige masser. Grunnundersøkelsene viste 1 m tørrskorpeleire over kvikkleire, og grunnvannstand 1-2 m under terreng. Ledningen skulle legges dypt.

Bakgrunn for valg av anleggsutførelse:
De ekstreme grunnforholdene gjorde at kommunen valgte metoder som krevde minimal graving. Rørtrykking ble valgt, da dette var den rimeligste og teknisk beste løsningen under de beskrevne forhold. Kontrakt ble inngått med Olimb/Lundby System.

Avløpsledning.
Brønndybden varierte fra 4 - 13 m, hvor den dypeste ble benyttet som pumpestasjon. Kommunen sparte penger ved å flytte traséen slik at grunnerverv og adkomstvei til pumpestasjonen ble unngått. Den eneste muligheten for å få til dette var dyp trasé, noe rørtrykking gav muligheter for.

Entreprenøren hadde visse problemer med uventede grunnforhold. Morenemasser ble påtruffet i traséen. Dette resulterte i nedsetting av en ekstra kum og ombygging av utstyret (bl.a. bentonitt). Kommunen måtte dekke deler av disse kostnadene, da byggherren var ansvarlig for geotekniske undersøkelser. Dette bekrefter at det er svært viktig med nøyaktige geotekniske undersøkelser, spesielt der rørtrykking vurderes brukt.

Vannledning.
Det var nødvendig å legge separat kabeltrekkerør på strekningen, da dette ikke lot seg etablere sammen med det pressede røret. Kommunen hadde på samme strekning en svært dårlig vannledning. Løsningen ble her å benytte den gamle vannledningen til trekkerør for kabel, mens ny ledning for vann ble lagt. Dette ble gjennomført med horisontalboring. Kombinasjonen spyling, trykking, rotasjon av en borestreng, diameter 40 mm, dannet pilothullet på strekningen (150 m). Borstrengen ble trukket tilbake ved vannspyling/rømming, og nytt helsveiset PE-rør (ø 225 mm PE-rør PN 10) ble trukket med. Arbeidet ble gjennomført i løpet av en uke (450 meter). Kommunen forestod selv kumetablering/sammenkobling.

Arbeidet ble utført av Chr. Olimb A/S/Lundby System som en del av hovedkontrakten. Både teknisk og økonomisk ble resultatet bra.

Prosjektorganisasjon:

Byggherre	: Drammen kommune, ingeniørvesenet
Entreprenør	: Chr. Olimb A/S/Lundby System AB, Sverige
Prosjekt- og byggeledelse	: Drammen ingeniørvesen, v/kloakkrammeplankontoret
VA-konsulent	: VA-Teknikk A/S, Drammen
Geotekniske undersøkelser	: NGI
Geoteknisk konsulent	: Berdal Strømme

9.4 GRØNLAND - N. EIKERVEI.

Rørpressing ble valgt da traséen gikk i svært trafikkert gate. Grunnforholdene vær leire, sand, silt med høy grunnvannstand. Det var samtidig ønske om å unngå 2 stk. pumpestasjoner. Ledningsdybde fra 4 til 8 meter.

Entreprisen var på 2.200 meter. Ø 700-800 mm + pumpestasjon, overløp og tilknytninger.

Grunnundersøkelser:
Dreitrykksonderinger og trykksonderinger (CPT), samt prøvetakinger ble utført. Avstand mellom borhullene avhenger av variasjonene i grunnforholdene. I overgangssoner og ved spesielt utsatte steder/ områder bores det tettere, eventuelt prøvegraving. På bakgrunn av grunnforholdene ble strekningen inndelt i etapper fordi grunnforholdene krevde forskjellig borutstyr.

Prisinnhenting:
Entreprenørene gav på grunnlag av detaljerte grunnundersøkelser og avløpstekniske løsninger et tilbud både på pris og anleggsteknisk løsning, basert på sitt utstyr. Tilbudsformen ble valgt istedenfor anbud, da dette gav mulighet for forhandling.

Entreprenører:
Aktuelle entreprenører var Strøm Gundersen A/S, Drammen, med Euro/Iseki (England) som underentreprenør, og arbeidsfellesskapet Kr. Olimb A/S/Lundby System AB (Sverige) med det belgiske spesialfirmaet K-Boringen som underentreprenør. Sistnevnte fikk kontrakten. Det ble benyttet Lundby rørtrykkingsutstyr i leire og Herrenkneckt mikrotunnelmaskin i sand/silt. Rørene som ble benyttet var belgiske (Socea-rør).

Utførelse:
Trykking i leire gikk bra. Boringen i sand var noe problematisk. Dette skyldes utelukkende hindringer i bakken (trær, flis o.l.). Maskinen forserte det meste av tømmeret, men borhodet hadde en tendens til å rotere p.g.a. rotasjonskreftene mellom borkrone og trestokk. Dette kan ikke tillates p.g.a. styringen (brutt laserkontakt med borhodet m.m.). Det oppstod p.g.a. dette retningsavvik. Bortsett fra dette gikk boringen bra.

Prosjektorganisasjon:

Byggherre	: Drammen kommune, ingeniørvesenet
Entreprenør	: Arbeidsfellesskapet Kr. Olimb A/S/ Lundby System AB (Sverige) med K-Boringen (Belgia) som underentreprenør.
Prosjekt- og byggeledelse	: Drammen kommune, ingeniørvesenet, v/kloakkrammeplankontoret.
Avløpskonsulent	: VAR-Prosjekt A/S
Geoteknisk konsulent	: Ing. Grøner A/S

JS/KJ - 19.10.92
"n-js-foredrag"

FULLPROFILBORING VS. KONVENSJONELL DRIFT MERÅKER, ANBUDSVURDERING OG SLUTTRESULTAT.

Siv. ing. Steinar Johannessen
Eeg-Henriksen Anlegg A-S

SAMMENDRAG

Kraftverkene i Meråker kjennetegnes anleggsteknisk gjennom det vide spekter av anvendt tunnelteknologi. Konvensjonell drift med rigg sporfri, konvensjonell drift sporbunden (Hegglund), sjaktdrift med Alimak og pulk, knematerdrift flatsåle og fullprofilboring.

Manglende tverrsnittsgevinst, tilgjengelig skinnedriftsutstyr og gunstige løsninger i tilknytning til inntaks-sjaktene muliggjorde et konvensjonelt skinnedrifts-alternativ på overføring/tilløp Skurdalsåa. Sluttresultatet ble i henhold til anbuds-forutsetningene.

Totalt 32933 m tunnel fra diameter 3,2 m til 4,9 m ble vurdert bort. 9634 m ble utført med fullprofilmaskin, Robbins HP 3,5 m. Alternativene som fra entreprenørens side ikke var hensiktsmessig å bore pga. totalt ønskelig antall maskiner på prosjektet, ble priset opp.

Grundig forkantarbeid, et vellykket maskinvalg og svært dyktige medarbeidere, la grunnlaget for tidenes tunnelboring.

SUMMARY

Meråker Hydro power plants were excavated by a wide range of tunnelling methods. Conventional drill and blast, railbound drill and blast, shafts made by Alimak and sledge, hand held with load and haul and TBM. A total of 32933 m diam. 3,2 m to 4,9 m were evaluated for tunnelboring. 9634 m were excavated by a 3,5 m diam. Robbins HP TBM. A most thoroughly upfront work, the choice of machine and a very competent and experienced staff made the most successful boring ever.

Missing cross-section gain, available railbound equipment and favourable technical solution regarding the many intake-shafts made a railbound alternative for Skurdalsåa headrace/transmission tunnel competitive. The final result was according to the tender assumed.

KRAFTVERKENE I MERÅKER:

Kraftverkene i Meråker består av to sammenhengende kraftverk, Tevla pumpekraftverk og Meråker kraftverk. De vil erstatte fire mindre kraftverk bygd først på dette århundret. Total årsproduksjon 590 Gwh.

Total tunnellengde 44 km. I tillegg til tunnelene er det to mindre fyllingsdammer med morenetetning samt betongarbeider i kraftstasjonene og div. inntakskonstruksjoner.

Anbudssum hovedentreprenører: 528 mill. kr

MERKRAFT.

Merkraft startet som et arbeidsfellesskap mellom Aker Entreprenør A/S, Eeg Henriksen Anlegg A–S og NCC Nordic Construction Company A/S. I dag eies arbeidsfellesskapet av a/s Veidekke og Eeg Henriksen Anlegg a/s med 1/3 – 2/3.

VSF – GRUPPEN.

VSF –gruppen er et arbeidsfellesskap mellom A/S Veidekke og Selmer A/S med fordeling 50/50.

ANBUDSARBEIDET:

Forberedelsene startet i februar 1990, to måneder før anbudsdokumentene forelå. Det ble inngått en samarbeidsavtale med Statkraft og Institutt for anleggsdrift, NTH om geologisk kartlegging, prognoser og driftsopplegg for fullprofilboringen..

Det ble gjennomført en omfattende geologisk kartlegging som grunnlag for anbudets fullprofilalternativer. Driftsopplegget som ble lagt til grunn baserte seg i hovedsak på Statkraft Trollberget og den meget vellykkede boringen der.

ALTERNATIVER:

NTE bad entreprenørene om alternativ pris konvensjonell drift og fullprofilboring på tilløpstunnel Meråker kraftverk og tilløpstunnel Tevla pumpekraftverk. Tilløp/overføring Skurdalsåa samt overføring Dalåa – Torsbjørka var forutsatt boret. Overføringstunnel Dalåa – Tevla kunne tilbys med alternativ pris for de to drivemetoder.
NTE bad også om alternativ pris for et nedre og øvre alternativ, konvensjonell og TBM tilløpstunnel Meråker Kraftverk.

I tillegg til de ni alternativene som var beskrevet i anbudet regnet VSF gruppen alt. skinnedrift på Skurdalsåa og Merkraft alt. konvensjonell drift på strekningen Dalåa – Torsbjørka. Tilsammen 11 alternativ.

Antall km vurdert boret:

Tilløpstunnel Meråker	5665 m diameter 4.9 m
Tilløpstunnel Tevla	4566 m diameter 4.75 m
Tilløp/overf. Skurdalsåa	6620 m diameter 3.2 m
Overf. Dalåa – Tevla	5832 m diameter 4.0 m
Overf. Torsbj.–Dalåa	10250 m diameter 3.2 m
Totalt vurdert boret	32933 m

Av dette ble 9634 m 3.5 m diameter boret. 3.5 m diam. ble valgt ut fra plasshensyn. Både den kraftige TBM'n, transportutstyret og ventilasjonen krevde større plass enn de forutsatte 3.2 m.

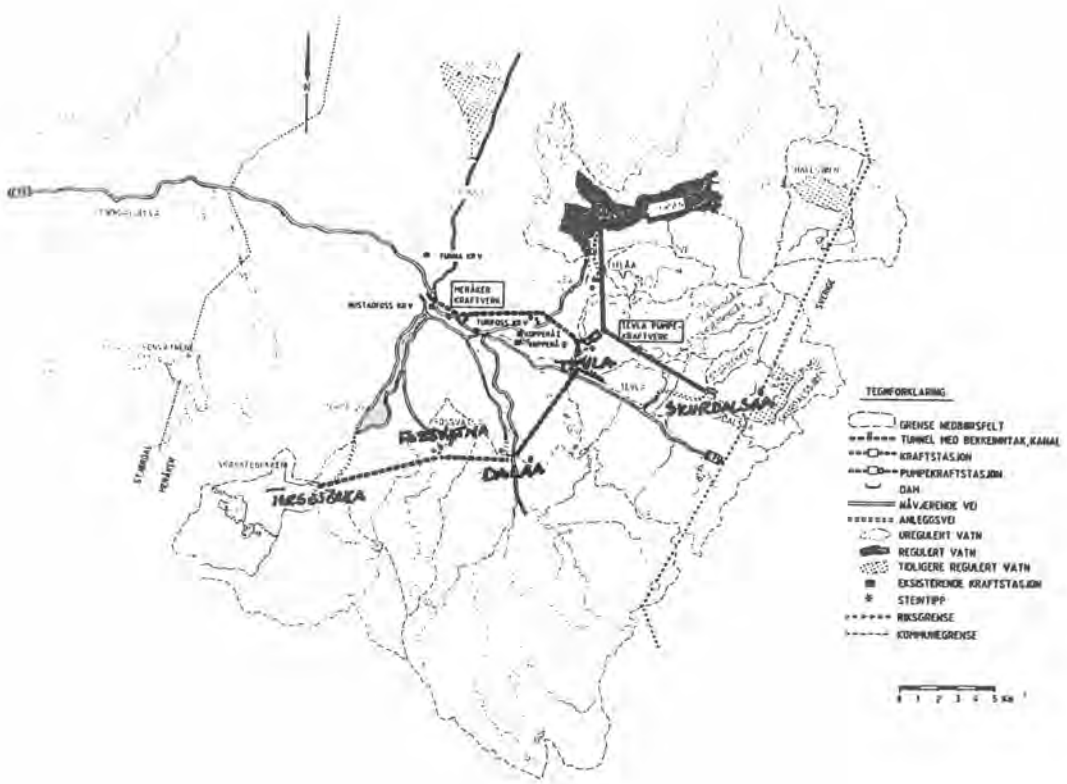


Fig. 1 Oversiktskart

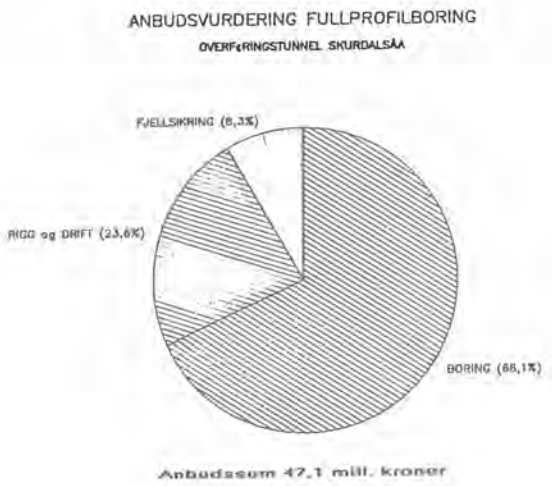
ANBUDSVURDERING:

* **Skurdalsåa.**

Tunnellengde 6.620 m, tverrsnitt 9,6 m2, 3.5 m diam. 2 promille stigning.

Tunnelen var forutsatt boret. Den geologiske kartleggingen viste at denne parsellen var den best borbare. Merkraft la til grunn for sitt anbud en brukt Jarva Mark 12. VSF–gruppen disponerte brukt skinnedriftutstyr og gav alternativ pris på konvensjonell drift.

Anbudspris konvensjonell drift	:	40,6 mill.
Anbudspris TBM	:	47,1 mill.



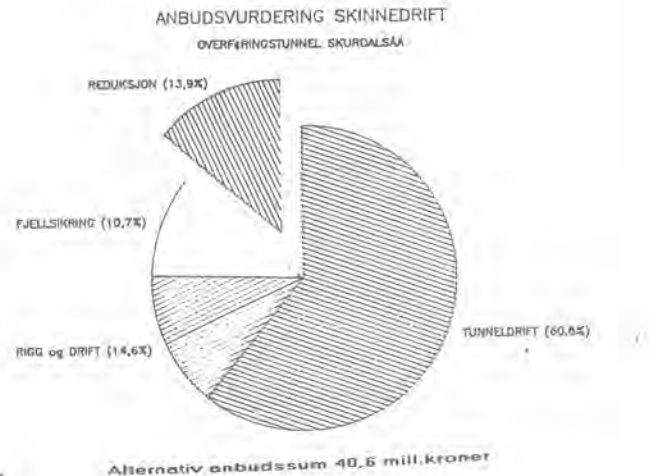


Fig. 2 og 3.

Figur 2 og 3 viser fordeling av hovedkostnadsartene for de to alternativene. Alternativ konvensjonell drift viste en reduksjon på ca. 6,5 mill. kr i anbudssum. Følgende hovedpunkter var medvirkende til dette;

Tverrsnitt.

En nødvendig forutsetning for konvensjonell drift er at falltapsgevinsten ved fullprofilboring i dette tilfellet ikke er avgjørende. Tverrsnittet kunne derfor tilpasses konvensjonell skinnedrift, ca. 9,6 m^2.

Maskiner og utstyr.

Konvensjonell drift ble på et tidlig tidspunkt vurdert som et interessant alternativ for Veidekke-Selmer-gruppen, da alt nødvendig utstyr for konvensjonell skinnedrift var tilgjengelig i selskapene.

Ventilasjon.

Inntaks-sjakter med passende avstand muliggjorde en enkel og rimelig løsning på ventilasjonsoppleggget.

Inntakssjakter.

Det var i anbudet ikke gitt mulighet for fullprofilboring av inntakssjakter. Konvensjonell drift av tunnelen medførte derfor en besparelse på ca. 1,5 mill. kr knyttet til disse arbeidene. Besparelsen inngår i rigg og drift i figur 3.

Fjellforhold.

Det var forventet stabile fjellforhold med lite sikring. En antagelse om 100 % økning av sikringsomfanget i konvensjonelt alternativ medførte derfor ikke mer enn 2,1 % økning av anbudssum.

* **Tilløpstunnel Meråker kraftverk:**

Fire alternativer ble vurdert, to konvensjonelle og to fullprofil. Boring øvre alternativ og konvensjonell drift nedre alternativ var de gunstigste.

- TBM alt.: 5665 m diam. 4.9 m, ingen tverrslag, trykksjakt.

- Konvensjonell alt: 5550 m, 32 m^2 , tverrslag og trykktunnel.

Kalkulert kom disse ut ganske likt. 4 mill. i forskjell. Anbudsprisen ble satt ut fra en vurdering av ønskelig antall TBM maskiner på anlegget, og usikkerhet i ressurstilgang både hva gjaldt maskiner og personell.

Anbudspris konvensjonel drift	:	64,0
Anbudspris TBM	:	74,9

* **Overføringstunnel Dalåa – Tevla.**

Alternativ konvensjonell drift 20 m2 nisjelasting med 120 m avstand mellom nisjene. TBM 4.0 m diameter. 5832 m tunnel og 2 promille synk.

For begge alternativene ble det forutsatt samme rigg og funksjonærbemanning til å betjene både Tevla og Torsbjørkastuffene. I TBM–alternativet ble det tilbudt et avslag på 7 mill for å drive begge tunnelene fra Dalåa. Det store avslaget skyldes hovedsaklig felles bruk av det kostbare rigg og omlastingsområdet. Anbudet forutsatte 5332 m drevet fra Tevla.

Anbudspris konvensjonell drift	:	37,3 mill.
Anbudspris TBM	:	40,0 mill.

Byggherren valgte det konvensjonelle alternativet. I ettertid viste det seg at vårt konvensjonelle alternativ var underkalkulert. Både timeverksforbruk, transportkostnader og behov for vannlensing var feilvurdert.

Pga. de relativt store vannlekkasjene er det vanskelig i ettertid å vurdere i hvilken grad TBM prisen var en riktigere enn den konvensjonelle. Lekkasjene ville gitt oss betydelige produsjonsheft. I tillegg var det ganske stor usikkerhet omkring bruktmaskinmarkedet.

* **Overføringstunnel Dalåa – Torsbjørka.**

Tunnellengde 10250 m, 2 promille stigning. Diameter 3.2 meter. Byggherren hadde forutsatt boring av denne parsellen.
Merkraft grovkalkulerte likevel et konvensjonelt alternativ med skinnedrift tverrsnitt 11 m2. Alternativet krevde et større arbeidssted på Fossvatna med de merkostnader og naturinngrep dette ville medføre.

Grovkalkyle skinnedrift:	:	90,2 mill.
Anbudspris TBM	:	80.4 mill.

Den store forskjellen gjorde at det ikke ble gitt pris på konvensjonell drift.

Maskinvalg.

Under anbudsregningen ble tre alternative maskinvalg inngående vurdert.

1. Brukt standardmaskin.
2. Ny standardmaskin.
3. Ny "High Performance" (HP) maskin.

Ny Robbins HP ble lagt til grunn for anbudet fordi:

* Merkraft ønsket å tilegne seg kompetanse med siste generasjon maskiner.
* Merkraft ønsket ikke en prototype med den risiko dette innebar.
* Vi ønsket en maskin som kunne bore effektivt både i de løse bergartene og de ekstremt harde som traseen bestod av.

Kjøp av maskin i dette diameterområdet gir den minste etterbruks–risikoen. Maskinen dekker et diameter område fra 3.5 – 4.3 m som tilsvarer ca. 80% av verdensmarkedet for fullprofilmaskiner.

* **Tevla – Fjergen.**

Tilløpstunnelen til Tevla pumpekraftverk. Tunnellengde 4.566 km tverrsnitt 28 m2 alt. TBM diam. 4.75 m. Alternativet ble ikke gitt mye oppmerksomhet både på grunn av den korte lengden, tilgjengelige maskiner og vurdering av antallet maskiner ønskelig på anlegget.

SLUTTRESULTAT:

* **Tevla – Skurdalsåa, Skinnedrift.**

Som vist i figur 4 har anbudsvurderingene i grove trekk holdt stikk. De avvik som er registrert i forhold til anbudskalkylene oppveier hverandre slik at slutt-resultatet har blitt som forventet.

Inndriftene er noe under forventet nivå.

Besparelser på material-/reservedelssiden oppveier økte lønns- og kapitalkostnader. Det er spesielt lite slitende bergarter som bidrar positivt.

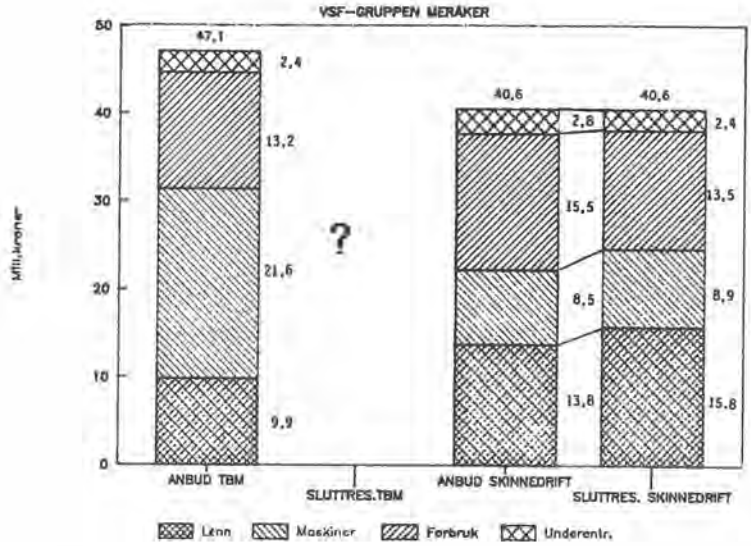


Fig. 4.

Konklusjon.

Som det fremgår er sluttresultatet i tråd med anbudsvurderingene. En noe gunstigere bergartssammensetning for fullprofilboring er registrert, men ville ikke hatt betydning for valg av alternativ.

Overføringstunnel Dalåa – Torsbjørka.

Maskinen ble bestilt 1.5 måneder etter anleggsstart pga. den lange leveringstiden på 10 mnd. Driftsplanleggingen startet 5 måneder før borestart med særlig vekt på opplæring, personell-utvelgelse og anskaffelse av alt nødvendig utstyr og materiell. Den lange tiden som ble avsatt til forberedelser er sammen med maskinvalget den viktigste grunnen til at vi oppnådde resultater langt over det kalkulerte og planlagte.

Geologi.

Den geologiske kartleggingen viste bergarter fra meget godt borbare fyllitter til en ekstremt hard metagabbro.

Kutterhodeprofil.

Erfaringene fra Trollberget viste at de nye HP maskinene hadde problemer med å bore med spesifisert kutterlast pr. kutter, 31,8 tonn. Grunnen til dette var for stor avstand mellom kutterne i overgangsområdet mellom "face" og "gage" det såkalte "transition area". Kutterlaster over 26 tonn pr kutter medførte både lagerbrekasje og avskalling i et uakseptabelt omfang. Samarbeidet med Statkraft gav muligheter for nødvendige modifiseringer basert på erfaringene fra Trollberget.

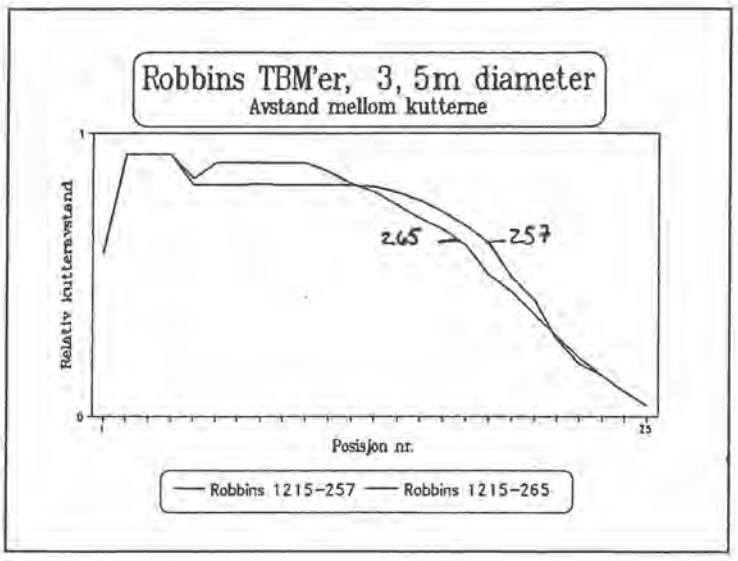


Fig. 5 Kutterhodeprofil.

I tillegg til endret kutterhodeprofil ble det gjort i alt ca. 40 andre mindre endringer.

På bakriggen ble det også gjennomført en grundig gjennomgang basert på erfaringene fra Trollberget og ca. 50 større og mindre endringer foretatt.

Resultatene fra Meråker viser at endringene i stor grad var vellykkede.

Kutterforbruk.

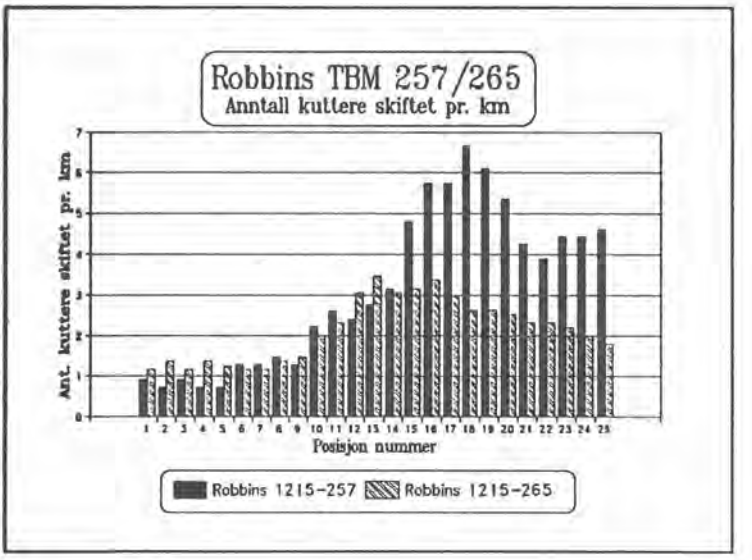


Fig. 6 Kutterforbruk maskinene 257 (Trollberget) og 265 (Meråker).

Figuren viser at det endrede kutterhode-profilet var vellykket. Slitasje-karakteristikken gav oss muligheten til serie-utskifting av kutterne med stor gevinst i kutterskifttid.

Nettoinndrifter.

27 t/kutter gjennomsnittlig kutterlast ble lagt til grunn i kalkylen. Dvs. en moderat effekt av modifiseringene.

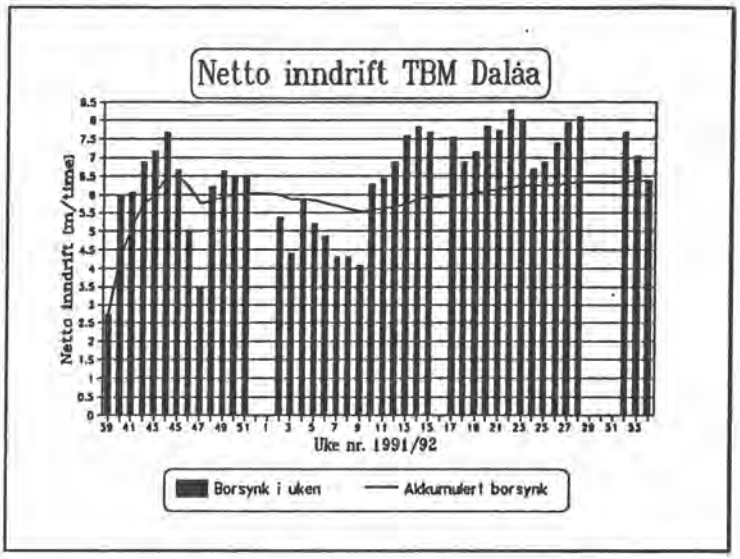


Fig. 7 Oppnådde netto inndrifter.

Kalkulert gjennomsnittlig nettoinndrift: 4.2 m/t
Virkelig ----------"----------: 6.3 m/t

I kalkylen ble det satt et tak på 5 m/t basert på tidligere bore-erfaringer. Vi følte oss ikke sikre på om systemet bak maskinen var i stand til å håndtere særlig større produksjon. Dreiemoment og maskinenes evne til å håndtere masser hadde også vært en begrensning på tidligere prosjekter med høye netto inndrifter.

* **Transportopplegg.**

Bakriggen er dobbeltsporet (Californiapens) med kapasitet 10 m/t. Dobbeltsporets lengde er tilpasset til 9 vagger av 10 m3 hver. Det vil si 3 steglengder boring. Vi valgte bunntømmingsvagger og omlasting fra silo til bil. Adkomsten til siloen var via en 200 m tunnel med synk 1:8.

De nettoinndriftene som lå til grunn for vurderingen av nødvendig antall vaggsett var mye for lave.

Geologien gav oss de best borbare forholdene de siste 4 kilometrene med nettoinndrifter pr. skift på rundt 9 m/t mot kalkulert 5 m/t. Dette medførte noe venting.

Kostnadene med å sette inn et tredje vaggsett inkl. møtesløyfe og ekstra bemanning var større enn ventetidskostnadene og vi valgte å bore tunnelen ferdig med to sett.

- **Tidplaner/tidsforbruk.**

Monteringen tok 3.5 uker fra maskinen ankom anlegget til borhodet begynte å snurre på stuffen. Allerede første måneden boret vi mer enn 1000 m.

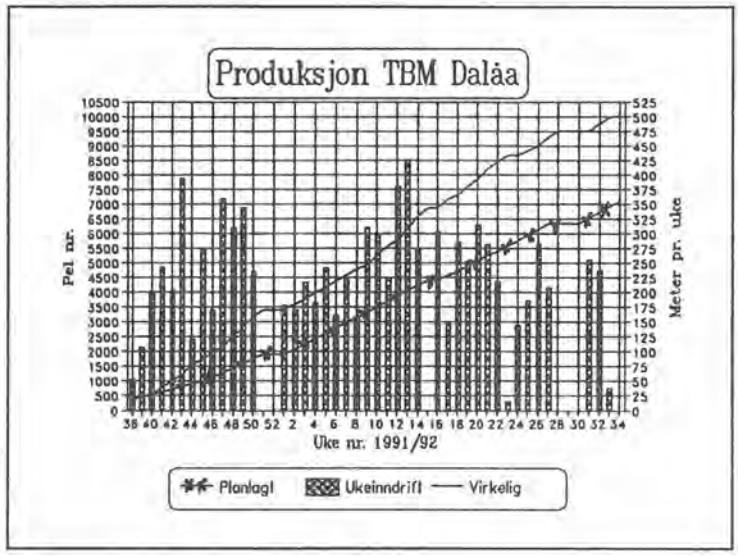


Fig. 8 Planlagt og utført (akkumulert).

Gjennomsnittlig ukeinndrift regnet 100.8 timers uke :

1.	Kalkulert	154 m pr. uke.
2.	Utført	253 m pr. uke.

Beste dag	: 100 m
Beste uke	: 426 m
Beste måned	: 1358 m

Ferdigstillelse : 5 måneder før planlagt.

Maskinutnyttelse.

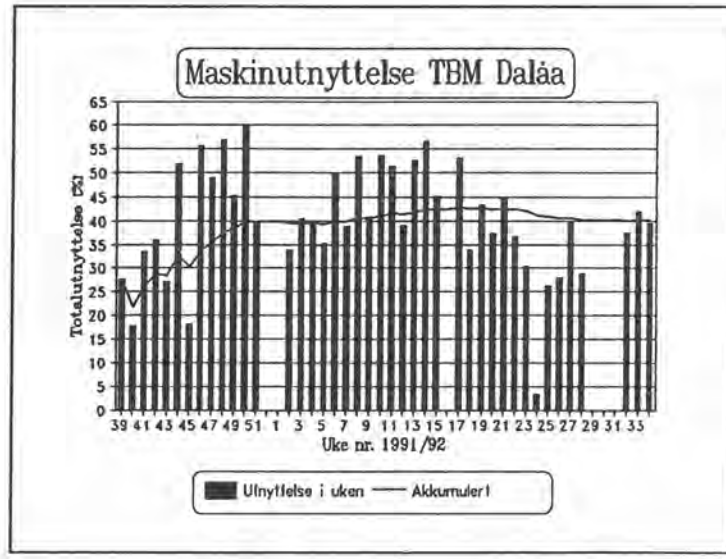


Fig. 9 Maskinutnyttelse.

Den forholdsvis lave boreandelen må ses i sammenheng med de høye netto-inndriftene.

Kostnadsfordeling

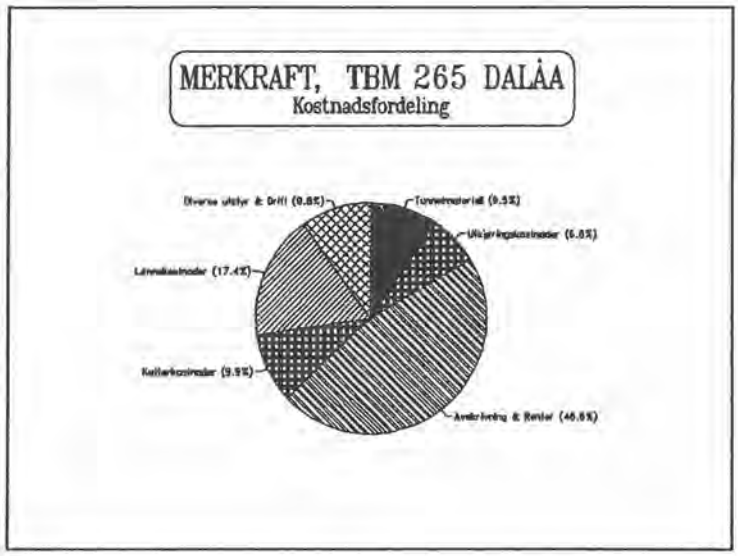


Fig. 10 Fordeling kostnader.

* **Sikringsarbeider.**

Sikringsarbeidene fikk et betydelig mindre omfang enn antatt. Hovedårsaken var undervurdering av fullprofilboringens fortrinn fremfor konvensjonell drift.
Det må likevel tilføyes at generelt på anlegget er utførte sikringsmengder betydelig lavere enn forventet (kontraktens masser).

		Anbudet	Utført
Bolter	:	490'	77'
Sprøytebetong	:	1.500'	221'
Linerplates	:	1.770'	
Injeksjon	:	78'	
Annet	:	26'	

Dvs. totalt utført 7,1 % av planlagt.
Mengdene er inklusive permanentsikring.

* **Bemanning.**

Driften ble bemannet med tre mann inne på maskinen, en lokfører og en ute i verkstedhall/verksted. I tillegg hadde vi en kutterreparatør på dagtid. Totalt 16 mann. En anleggsleder, tre formenn og en"halv" stikker dekket både boringen og den konvensjonelle driften mot Tevla.

* **Konklusjon.**

På Meråker er det satt en ny standard for tunnelproduksjon med TBM. "High Performance" maskiner har tilført en ny dimensjon også i svakere bergarter. Grundig forkantarbeidet, et vellykket maskinvalg og svært dyktig medarbeidere er hovedgrunnen til tidenes tunnelboring.

Anbudspris 80,4 mill. kr. Antatt ferdigpris 76,0 mill. kr.

FULLBORRNING I KLIPPEN - SVERIGE

Birger Nilsson, Kraftbyggarna Entreprenad AB, Luleå

Sammanfattning

Sedan slutet av 1991 pågår byggandet av Klippens kraftstation, belägen i Ume älvens övre lopp i norra Sverige. Fallhöjden på en 11 km lång älvsträcka utnyttjas och ger 27 mw effekt och 97 Gwh medelårsenergi. Ett stort antal tekniska nyheter prövas för första gången eller i full skala vid tunneldrivningen. Tunneln fullortsborras med den nya generationens TBM. Nytt är också bakrigg och tranportsystem. Kraftbyggarna Entreprenad AB är entreprenörer. Vattenfall HydroPower är konsulter och Vattenfall AB är beställare. Arbetena beräknas slutförda under 1994.

Orientering - Klippens kraftstation

I Ume älvens övre del, 20 km väster om Tärnaby, ca 40 km från norska gränsen, i höjd med Mo i Rana pågår byggandet av Klippens kraftstation.

Karta över anläggningsområdet

Syftet är att tillvarata den fallhöjd på 67 meter mellan det redan befintliga magasinet i Överuman och Klippens by.

Vattnet leds genom en 7,6 kg lång tilloppstunnel via maskinstationen och vidare ut genom den 3,4 km långa utloppstunneln.

Effekten	27 Mw
Medelårsproduktionen	97 Gwh
Utbyggnadsvattenföringen	50 m3/s

75 % av energin produceras vintertid.

Undermarksarbeten

Projektet aktualiserades först i början av 70-talet. Konventionellt utförande med borra-spräng-metoden innebärande 6 st angreppsfronter.

En front från intag respektive utlopp, en i vardera riktningen från maskinstationen samt en i vardera riktningen från ett mellanpåslag ungefär mitt emellan intag och maskinstation.

Tunnellängden var även vid detta alternativ 11 km och tvärsnittsarean 52 m2.

Protester väcktes mot ingrepp i naturen vid fullortsborrning, då främst mot bergtipparna och speciellt mellanpåslaget längs tilloppstunneln.

1987 utreddes alternativa utförandemetoder av NTH i Trondheim. Enligt den bedömda fördelningen av bergarterna och den för tidpunkten rådande erfarenheten av fullborrning rekommenderades borra-spräng-metoden men med slopande av mellanpåslaget längs tilloppstunneln.

Tabell bergartsfördelning

Bergtyp	UCS (Mpa)	PLT (MFa)	DRI	Andel (%)
Glimmer gnejs	100-140	4,0-5,6	3,8-4,3	53,7
Hornblende glimmer gnejs	130-160	5,0-7,3	3,6-4,1	10,5
Skiffrig glimmer gnejs	80-120	3,2-4,8	3,0-3,5	9,0
Granit och granitek gnejs	160-190	6,3-7,6	4,2-4,9	5,6
Gabbro	160-220	8,0-11,0	3,8-4,2	5,6
Amfibolit	160-230	8,5-12,8	3,6-4,0	4,0
Glimmer skiffer	90-130	4,4-9,8	1,8-2,7	11,2

Vid projektstarten 1990 genomfördes, mot bakgrund av utvecklingen inom fullprofilborrningen, en förnyad studie av utförandealternativ.

Fördelaktigast bedömdes att utföra maskinstation, tillfartsorter, delar av svallutrymmet med konventionell metod, svallschakten raiseborras. Till- och utloppstunneln TBM-borras med start i utloppet. Passagen av maskinstationen utnyttjas som en del i svallgalleriet. Diametern bestämdes till 6,5 m, vilket reducerade masshanteringen och tippvolymen med ca 40 %, med därtill hörande miljövinster.

TBM-maskin

Efter utvärdering valdes slutligen en Atlas Copco-tillverkad Jarva MK 27. Maskintypen ingår i generationen High Perfamce (HP), d v s med cuttertryck över 30 Mp. Tidigare generationer har presterat i området 20 Mp. Maximal cutterlast 35 Mp ger i jämförelse med tidigare TBM-generationer en ökning av indriften med upp till 100 % per tidsenhet vid i övrigt samma förhållanden. För att klara den ökade belastningen har cutterdimensionen ökats till 500 mm. Dessutom är cuttern vattenkyld för att nedbringa temperaturen. Med högre belastning kan cutteravståndet ökas från 65 till 90 cm. Detta i sin tur ökar förädlingsvärdet på det utborrade berget.

För att hantera den ökade belastningen är maskinen utrustad med ett nytt lagerkoncept med ett främre lager radiellt belastat och ett bakre lager axiellt belastat. Risken för lagerhaveri minskar och åtkomligheten vid borrhuvudet ökar då radiallagrets dimension är mindre än ett kombilager.

För övrigt är maskinen utrustad med cutterhanteringsbom för att underlätta cutterbyten. Cuttrarna förs fram till fronten via gejder under maskinen, lyfts därefter med ett specialverktyg på plats. Bommen täcker ca 40 % av cutterhuvudet. Varvtalet kan regleras steglöst inom intervallet 0-7,3 v/m med bibehållet vridmoment (VSD). Slutligen är maskinen utrustad med ett datoriserat övervaknings-system (SMASH).

Jarva MK 27 har ett diameterområde från 6,4-12,4 m. Vid 6,5 m är totalvikten inklusive sonder- och bultsättningsutrustning 670 ton. Slaglängden är 2 m, installerad effekt 6 x 525 kw, vridmoment 4,5 MNm matningskraft vid 41 cutters 1.435 MN.

TBM-maskinen på montageplatsen

Bakrigg

Bakriggen är spårgående med centrumspår och består av en främre utrustningsdel bestående av 10 st 6 m moduler. Här finns alla hjälpanordningar, såsom förarkabin, manskapsutrymmen, el- och styrutrustning, luftbehandling, etc.

Den bakre delen innehåller 12 st 4,5 m moduler för lagring av massor. Mellanlagringen består av en i båda ändar lagrad cylinder med en längsgående slits och en volym av 10 m3. 2 cylindrar korresponderar mot volymen av 1 vagn. Lossning av magasinet sker genom att rotera cylindern med en hydaulisk stegmatare, varvid materialet störtar ner i vagnen. Massorna fördelas i cylindrarna via 2 st tranportband. Ett fast band från TME som avslutas vid lastsektionens början. Där fördelas massorna med ett skyttelband som löper på räls ovanför magasinen. Bandet manövereras av TBM-operatören. Hela bakriggen inklusive transportbanden är disignad för 350 m kurvradie både i horisontal- och vertikalled samt att klara lutningar upp till 1:7.

Centrumspår med mellanlagring av massorna på bakriggen bedömdes både ekonomiskt och praktiskt fördelaktigt med tanke på excenterlaster samt möjligheten att hantera massorna vid arbete i lutning. För första gången prövas Fläkts nya kassettfilter LJSX Sinterkompact. Filterkassetterna är sintrade, självbärande element av plast, belagda med filtrerande ytskikt, hög stoftavskiljning och låg energiförbrukning, mindre underhåll, ingen vattenförbrukning. Kombinationen bjuder ett mycket gott arbetsklimat. Bakriggen har i sin helhet tillverkats i Norge av Fosdalen Industri A/S.

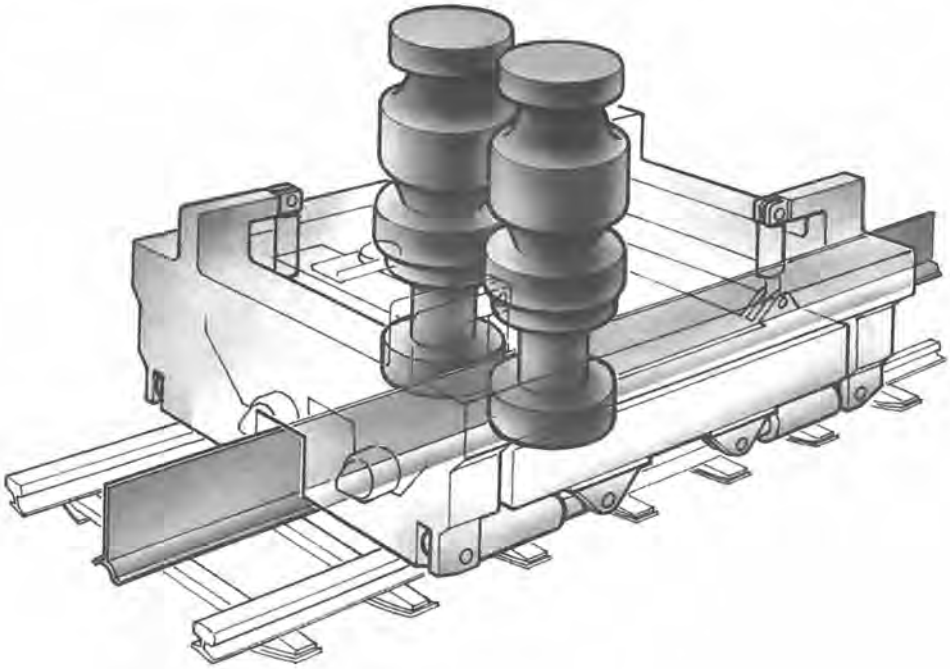
Vy av bakriggen ut mot portalen

RH-transportsystem

Från stuff till tipp, är den bärande idén bakom transportsystemet. Hur skulle det vara möjligt att kombinera fördelarna av spårbunden transport beträffande nyttolaster och miljö med hjuldriftens flexibilitet och förmåga att hantera lutningar utan att förstöra den borrade tunneln med mötes- och vändnischer samt undvika dyra omlastningar och ventilering? Svaret blev till sist RH-systemet, Rapid Haulage, fritt översatt snabb masshantering.

LKAB utarbetade under 70-talet i teorin systemet som består av dragare, vagnar och tippstation. Funktionen är i korta drag enligt följande:

Dragaren drivs i vårt fall av en 315 kw dieselmotor, men kan även drivas med el. Vid körning på plant underlag drives dragarens boggie på konventionellt sätt och kan då prestera en fart upp till 50 km/tim. Vid lutning mer än 2 % överföres drivkraften från boggien till en friktionsdrivningsenhet.



Friktionsdrivningsenheten

Två stålhjul pressas med stor kraft mot en stålskena placerad i centrum av spåret. Mitträlen består av 400 brinell hårt material och drivhjulen är härdade till 520 brinell för att undvika utvalsning. Vid en friktionskoefficient av 0,15 uppgår dragkraften till 25 kN. Hastigheten vid maxlast är 10 km/tim. Övergången mellan drivalternativen sker automatiskt och maxlasten varierar beroende på lutningar.

Systemet har 900 mm spårvidd. Vagnarna är uppbyggda med självbärande tråg med gemensam boggie. Hjuldiametern är 700 mm och maximal axellast är 19 ton. Dragarens vikt är 18 ton och vagnarna väger 3,5 ton.

Under 1990 påbörjades framtagningen av en prototyp. Syftet var att verifiera friktionsdriftens teoretiska egenskaper i praktiken.

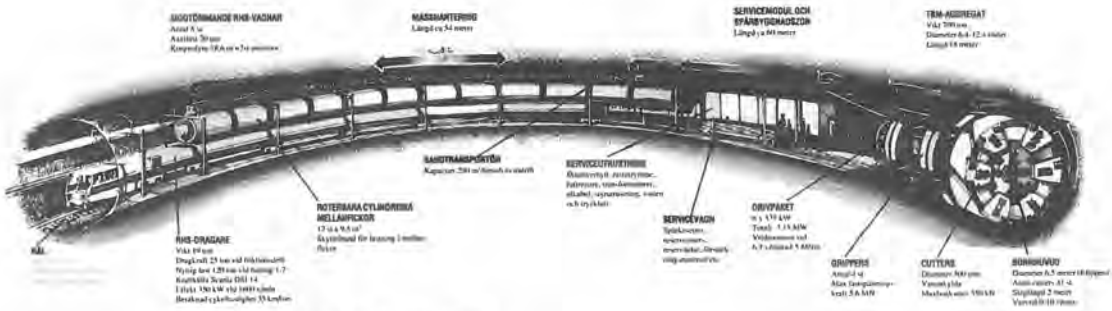
Tester under hösten och vintern 90-91 resulterade i beslut att bygga och pröva RH-systemet inklusive tippstationen.

Tippstationen är av modell spiral som fångar ett hjul på vagnkorgens högra sida varvid flaket tippas 105 grader och materialet rasar ut. Tippstationen har tidigare prövats vid torvbrytning på Senja i norra Norge.

Avlastning i tippstation

Det integrerade systemet

Tillsammans bildar TBM-, bakrigg och RH-system ett integrerat system - en tunnelfabrik, där mekanisk, elektrisk och datakompetens är minst lika viktig som bergkunnande. Steget från hantverk till processindustri är påbörjat.



"Tunnelfabriken"

Erfarenhet fram till oktober 92

Bland ett stort antal erfarenheter är följande de mest påtagliga:

* Uppstartsvårigheter underskattade av oss, framför allt beträffande arbetsinsats.
* Geologi, större andel "mixed face" än förmodat.
* Borrning i medlut enklare än beräknat och tvärt om med uppförsbacke.
* Ambitionsnivån för hög beträffande automatisering och datorisering.
* Nya teknikfunktioner även praktiskt verifierade.
* Potentialen för förbättringar mycket stor.

Erik Dahl Johansen
Guri Haagensen

Sammendrag

Svartisen-anleggene vil sannsynligvis være en av de siste store kraftutbygginger i Norge og består av flere seperate anlegg, hvor Storglomfjord byggetrinn I er inne i den avsluttende anleggsfasen. Entrprenør, Statkraft SF, har i stor grad tatt i bruk TBM maskiner, som er levert av Robbins Company, delvis på innleie og delvis egne maskiner.

Tidlig i prosjektet ble mulighetene til å bruke fullprofilmaskiner utredet, og diverse rapporter konkluderte med at dette kunne være en god løsning, spesiell på østoverføringen (Trollberget) lå det godt til rette. Fordelene var i hovedsak å kunne drive overføringene fra færre tverrslag, noe som kunne gi redusert byggetid og totalt sett redusere kostnadene.

Fra den første boringen tidlig i 1988 er det nå boret ca. 56 km av en total produksjon på noe over 100 km på anlegget, med tversnitt fra Ø3.5 til Ø8.5. Samlet har tunnellene drevet med TBM maskinene gått noe bedre enn ventet at de har vært gunstig for hele utviklingen på anlegget, i forhold til konvensjonell tunneldrift

For den enkelte tunnel er bildet noe mere nyansert. Tilløpet på 56 m² har hatt inndrifter som har vært ca. 20 % lavere enn forventet, noe som i hovedsak skyldes maskinelle problemer. Dette ga en kostnadsøkning på ca 5 % ut i fra de opprinnelige prognosene. På takrenneprosjektet gikk gamlemaskinen TBM 220 oppskriftsmessig og lå innenfor grensene både med hensyn til kostnader og tidsforbruk.

Selve "TBM-arbeidsplassen" er Trollberget hvor ca. 40 km er boret og totalt sett framdriften vært bedre enn de opprinnelige prognoser. Enkelte stuffer har dog hatt store problemer med vanninnbrud og dårlig fjell, noe som i perioder har ført til total driftsstans. Økonomisk har resultatet gått over all forventning, noe som er oppsiktsvekkende

Summary
The Svartisen Hydro Power Projects will probably be one of the last major developments of water resources in Norway and the Glomfjord Project, phase I, is now in the final constructional stage. The contractor, Statkraft SF, has to a large extent used TBMs in the excavations, all of which are supplied by Robbins Company, partly leased, partly owned.

From the start, the prospect of using TBM's for part of the tunnelling was examined and several studies concluded this to be an viable option, especially for the eastern transfer. The major benefits anticipated, compared to drill and blast, were reduced construction time, reduced number of adits and work-camps, and overall reduced costs.

From the first TBM started boring the headrace tunnel in 1988, some 56 km of water tunnels have been excavated by TBM's ranging from Ø3.5 to Ø8.5. The overall picture is that the objectives are largely fulfilled, and that the project as a whole has gained in compared to conventional tunnelling.

For the individual tunnel, the results are somewhat more shaded. The headrace with a cross-sectional area of 56 m², the advance were some 20 % lower than expected, mainly due to machine problems, and actual cost increased with some 5 % compared to the budget. For the western gutter system, the "old" TBM 220 boring 9 km, both the scheduled advance and target cost were well within the expected limits.

At Trollberget, the "TBM-site", a total of nearly 40 km is completed, with total progression well above the prognosis, even though one of the tunnels was plagued by extensive water intrusion and bad conditions. In terms of economy, the result is quite remarkable, bearing in mind the complexity of the project with as many as 4 TBMs in operation at the same time.

Though TBMs have been successful on this project, there is still room for futher improvements, both in technology and operational procedures.

OPPSUMMERING ETTER 56 KM FULLPROFILBORING I SVARTISEN

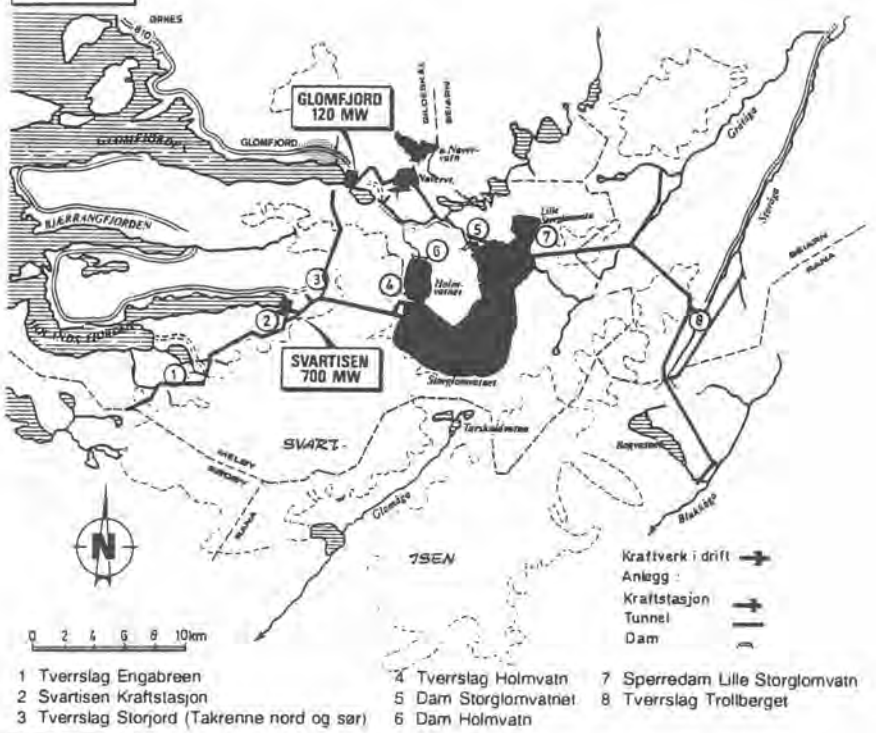
Svartisen-anleggene

Stortinget vedtok i 1987/88 utbygging av Svartisen-anleggene som består av 4 kraftverk i området rundt Svartisen i Nordland. Utbyggingen av Storglomfjord, Svartisen Kraftverk startet umiddelbart etter at konsesjon var gitt i 1987, de andre 3 kraftverkene er foreløpig lagt på is. Storglomfjord-utbyggingen er senere delt i 2 byggetrinn. Svartisen I er takrenne-tunneler, overføringstunneler, tilløp og kraftstasjon, installasjon 350 MW. Svartisen II omfatter dammer Storglomvatn som vil løfte vannstanden ca 75 m og gjøre Storglomvatnet til Norges største magasin, 3,5 milliarder m^3, ca. 250% regulering. Sammen med dammene følger installering av nok et aggregat på 350 MW. Midlere årsproduksjon for Svartisen I er ca 1900 GWh, Svartisen II vil gi ytterligere 200 GWh pga. øket trykkhøyde og redusert flomtap.

Svartisen I vil komme i drift i februar/mars 1993 ca. et kvartal senere enn opprinnelig planlagt. Svartisen II har en mer broket historie. I 1987 startet Storglomfjord-utbygning som et hele. I 1989 ble dammene utsatt pga stor krafttilgang i Rana da Jernverket ble lagt ned. Dammene ble deretter døpt til Svartisen II og arbeidene kom igang igjen i juni i år. Nye regnemodeller og beregninger har imidlertid vist at Svartisen II har en betydelig negativ nåverdi. Styret i Statkraft vedtok derfor øyeblikkelig stans i arbeidet med Svartisen II i september i år.

Fig. 1 viser en oversikt over Storglomfjord utbyggingen. I Svartisen I er det 4 store arbeidssteder

Figur 1



Tabell 1

	Km tunnel	Derav fullprofilboring
Kraftstasjon m/tilløp og utløpstunneler	11,2	7,3
Tverrslag Engabreen	12,2	0
Tverrslag Storjord	26,1	9,2
Trollberget	42,2	40,1

Fra Engabreen og Storjord er det drevet tverrslag inn på takrenne prosjektet langs vestsiden av Svartisen. På dette tunnel-systemet er det 23 hovedinntak med flere bekker/elver. Det er tildels kompliserte inntak under isen eller i flogene rett under brefallene. Takrennetunnelen er knyttet sammen med kraftstasjonen og inntaksmagasinet med en 400 m lang loddsjakt som også er en del av svingesystemet.

Fra Trollberget drives et eget system av overføringstunneler som tar vannet fra vassdrag i Beiarn og Rana og fører dette inn i inntaksmagasinet.

Anleggsarbeidene og planene for Svartisen-anleggene er tidligere omhandlet på Fjellsprengningskonferansen , bl. annet i

1990 Erfaringer med nye Robbins HP maskiner ved Svartisen-anleggene
1991 Arbeider med Engabreinntaket
1991 Arrangement og driftsopplegg i forbindelse med tilløpstunnel.

Disse foredrag omhandler detaljert planer, geologi, driftsopplegg og bore resultater for de forskjellige tunneler som er fullprofilboret. I dette innlegget er derfor endel av disse dataene bare summarisk referert for helhetens skyld.

TBM-TUNNELENE

Planleggingen av Svartisen-anleggene startet i 1973. Den gang var det knapt boret med fullprofilmaskiner i Norge og i de første planene for utbygningen var det overhodet ikke regnet med boring av noen tunneler. Utviklingen av fullprofilmaskiner for boring i stadig hardere fjell gjorde imidlertid at prosjektet kunne tilpasses og dra nytte av de fordeler som lå i fullprofilboring i steden for konvensjonell drift. I første rekke har dette gitt seg utslag i en konsentrasjon av anleggsdriften på få anleggsteder med lange tunneler. For å få full nytte av de muligheter som ligger i fullprofilboring er det viktig at anleggsplanleggingen og planleggingen av prosjektet kan kan foregå parallellt. Statkraft's posisjon som konsulent, byggherre og entreprenør i samme firma har særlige fordeler i denne sammenheng.

Fullprofilboringen i Svartisen startet i 1988 med Madam Felle som startet på tilløpstunnelen til kraftstasjonen. 5 maskiner har deretter boret 6 forskjellige tunneler, gjennomslag på den siste var i juni i år. Tabell 2 viser en oversikt over de enkelte tunnelprosjekter og de respektive TBM'ene.

Tabell 2

Arbeidsted Tunnel	Kilvik Tiløpstunnel	Storjord Takrenne sør	Trollberget Storglomvatn	Trollberget Storglomvatn	Trollberget Bogvasselv	Trollberget Staupåga	Trollberget Vegdalen
TBM	Robbins	Robbins	Robbins HP	Robbins HP	Robbins HP	Robbins HP	Robbins
Prod. nr	252-226-1	117-220	1410-251	1410-251-1	1410-252	1210-257	117-220
Prod. år	1983	1980	1989	1989/1990	1989	1991	1981
Diameter	8,5 m	3,5	4,3 m	5,0 m	4,3 m	3,5 m	3,5 m
Kuttere	17 "	17 "	19 "	19 "	19 "	19 "	17 "
	61 stk	27 stk	29 stk	36 stk	29 stk	25 stk	27 stk
Maks matekr. pr kutte	22 tonn	22 tonn	32 tonn	32 tonn	32 tonn	32 tonn	22 tonn
Totalt	1300 tonn	600 tonn	930 tonn	1150 tonn	230 tonn	800 tonn	600 tonn
Kutteravastand	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm	100 mm	90 mm	75 mm
Omdreiningstall	5,81 RPM	10,8 RPM	11,94 RPM	11,94 RPM	11,94 RPM	12,5 RPM	10,8 RPM
Rotasjonsmotorer	11 stk, 216 Hk	4 stk 200 Hk	7 stk 450 Hk	7 stk 450 Hk	7 stk 450 Hk	4 stk 450 Hk	4 stk 200 Hk
Steglengde	1,88 m	1,2 m	1,8 m	1,8 m	1,8 m	1,5 m	1,2 m
Vekt TBM	450 tonn	120 tonn	270 tonn	290 tonn	270 tonn	180 tonn	120 tonn
Boreperiode	apr 88-mai 90	mar 89-des 90	sep 89-okt 90	jan 91-jul 92	sep 89-apr 91	jul 90-apr 92	mai 91-jan 92
Tunnellengde	7.334 m	9.273 m	6.021 m	7.816 m	11.861 m	8.219 m	6.162 m
Derav i kurve	0	3.700 m	1250 m		2.075 m	911 m	435 m
Utboret masse	416.000 fm3	89.000 fm3	87.500 fm3	153.500 fm3	172.200 fm3	79.000 fm3	59.200 fm3
Utkjøring	Sporfri	Sporbunden	Sporbunden	Sporbunden	Sporbunden	Sporbunden	Sporbunden

DRIFTSOPPLEGG/ GEOLOGI

Driftsopplegget for den enkelte tunnel er gjengitt nedenfor. Noe mer detaljer fremgår av fordragene fra konferansen i 1990 og 91.

Tilløpstunnel

For å drive tilløpet - måtte maskinen først bore en kabel-tunnel på ca. 800 m og transport-tunnel på ca. 400 m, med en stigning på 0,2%. Herfra ble selve tilløpet påbegynt, og boret fram til inntaksluke ved Storglomvatn, med stigning 1:14. Her ble TBM'en demontert og de siste 250 m fram til utslaget og selve utslaget ble drevet med konvensjonell drift. Det ble drevet en by-pass rundt lukeområdet (og TBM'en) slik at demontering av TBM'en ble forenklet samtidig som arbeidene med tunnelen til utslaget og utslaget kunne forgå samtidig med demontering av TBM'en.

Utkjøring har foregått med lastebil. Kjørebanen er bygget opp ca 1,8 m over tunnelsåle med knust pukk fra et eget depot og totalt er det lagt et 30 cm drensrør i bunn av kjørebanen. Det er ikke sprengt møtenisjer. En flyttbar svingskive har erstattet snunisjer.

Bakriggen er bygget i to etasjer. Massene fra boringen mellomlagres i to 12 m^3 buffer-siloer og tømmes derfra over i lastebilene. Kjørebanen etableres i fremre del av bakriggen.

Bergartene langs tunneltraceen består av gneis, glimmergneis, metasandstein, granittisk gneis, glimmerskifer og noe marmor. DRI-verdiene varierer fra under 40 til over 60, CLI fra 6 til 30. Oppsprekningen varier fra stikk-klasse 0+ til II-III, store strekninger av tunnelen består av temmelig massive gneiser.

TBM 226, "Madam Felle" har hatt 3 hovedlager-havarier på dette tunnelprosjektet. Systemet for tetning til hovedlageret har ikke vært godt nok slik at det har kommet masse inn i lageret. Dette problemet har vært særlig fremtredene ved boring på stigning når masse bygger seg opp mot tetningen. Ved siste lagerhavari ble tetningen bygget om, etter dette har boringen gått bra med god utnyttelse.

Tunnelen går med opptil 900 m overdekning. I enkelte partier har det vært sprakfjell, både i vegger, heng og på stuffen. Sprakfjell på stuff kan være gunstig for inndriften men er lite atraktivt under kutterskifte. Det er satt inn ca 10.500 fjellbolter, støpt 50 m^3 betong og sprøytet ca. 1000 m^3.

Storjord, Takrenne sør

Tunnelen er 3,5 m i diameter. Den slynger seg ca 9300 m langs fjellsiden, nærmest mulig opptil bekkene fra breen. 8 kurver med radius 500 m utgjør ca 40 % av tunnellengden. De første 3700 m går på stigning 0,25 %, deretter går tunnelen på 0,65 % stigning.

Boringen startet fra service-området som er sprengt ut i fjell. Atkomsten er via en 2800 m lang tunnel med stigning 1:8. Serviceområdet er felles for alle arbeider på Storjord, men er i hovedsak etablert for å dekke TBM-driften.

TBM 220 ble anskaffet av Statkraft til Ulla Førre i 1981. Maskinen har boret vel 17 km i Ulla Førre og Kobbelv før den startet boring på Storjord. Den har gjennomgått to heloverhalinger, bl. annet en ombygging fra 15,5 " til 17" kuttere mellom Ulla Førre og Kobbelv. TBM'en er en Robbins Hard Rock TBM og den var i sin tid en meget kraftig maskin sammenlignet med tilsvarende maskiner på markedet.

Bakriggen er en enkeltsporet Mühlhaüser-bakrigg med påhengt californiapens. Bakriggsystemet har gjennomgått omfattende ombygginger og forbedringer basert på de erfaringer en etter hvert har tilegnet seg.

Skinnegangen består av 35 kg skinner med stålsviller, c/c 100 cm. Sporvidden er 75 cm.

For utkjøring benyttes 7 m³ vagger, 7 stk i hvert sett som trekkes av et 15 tonns Levahn lokomotiv. Vaggene tømmes ved hjelp av en tippbukk som løfter vaggkassa opp, snur den rundt og tømmer den direkte i lastebil. Tippsystemet er bygget opp slik at flytting av vaggsett og løfting av vaggkasse går automatisk. Lastebilsjåføren styrer selve tømmingen av vaggen over i bilen. Under boring vil det normale være at et vaggsett står for lasting i bakriggen, et er under transport og et står for tipping. Etter ca 4000 m ble det lagt inn møtesløyfe og satt inn et 4. vaggsett.

Fra tippstasjonen kjøres massene til tipp med lastebil. Det er i hovedsak nyttet en 25 m³ tippsemi. Denne har ikke hatt helt tilstrekkelig kapasitet til å holde unda for boringen, ca. 90%.

Arbeidene har fulgt en 2+1 skiftordning med 100,8 timer pr. uke. Det har vært 3 mann på TBM og bakrigg pr skift + 1-2 lokførerere. I tillegg kommer mannskap på verksted i serviceområdet og på kutterverksted.

Det har vært uforholdsmessig mye sveising på kutterhodet og kutterseter pga at maskinen har hatt mange slitsomme timer bak seg i gneiser i Ulla Førre og Kobbelv. Etter endt boring ble kutterhodet totalrenovert før maskinen startet boring i Trollberget.

Bergartene langs traceen består i hovedsak av gneiser. 77 % går i glimmergneis, 11% i kalkglimmergneis og granittisk gneis og 12 % i kvartsitt. Borbarhetsindeksen DRI har variert fra 40 til 65, CLI fra 5 til 25 og oppsprekningen fra stikkklasse 0-I til II-III med tyngdepunkt på stikklasse I-II.

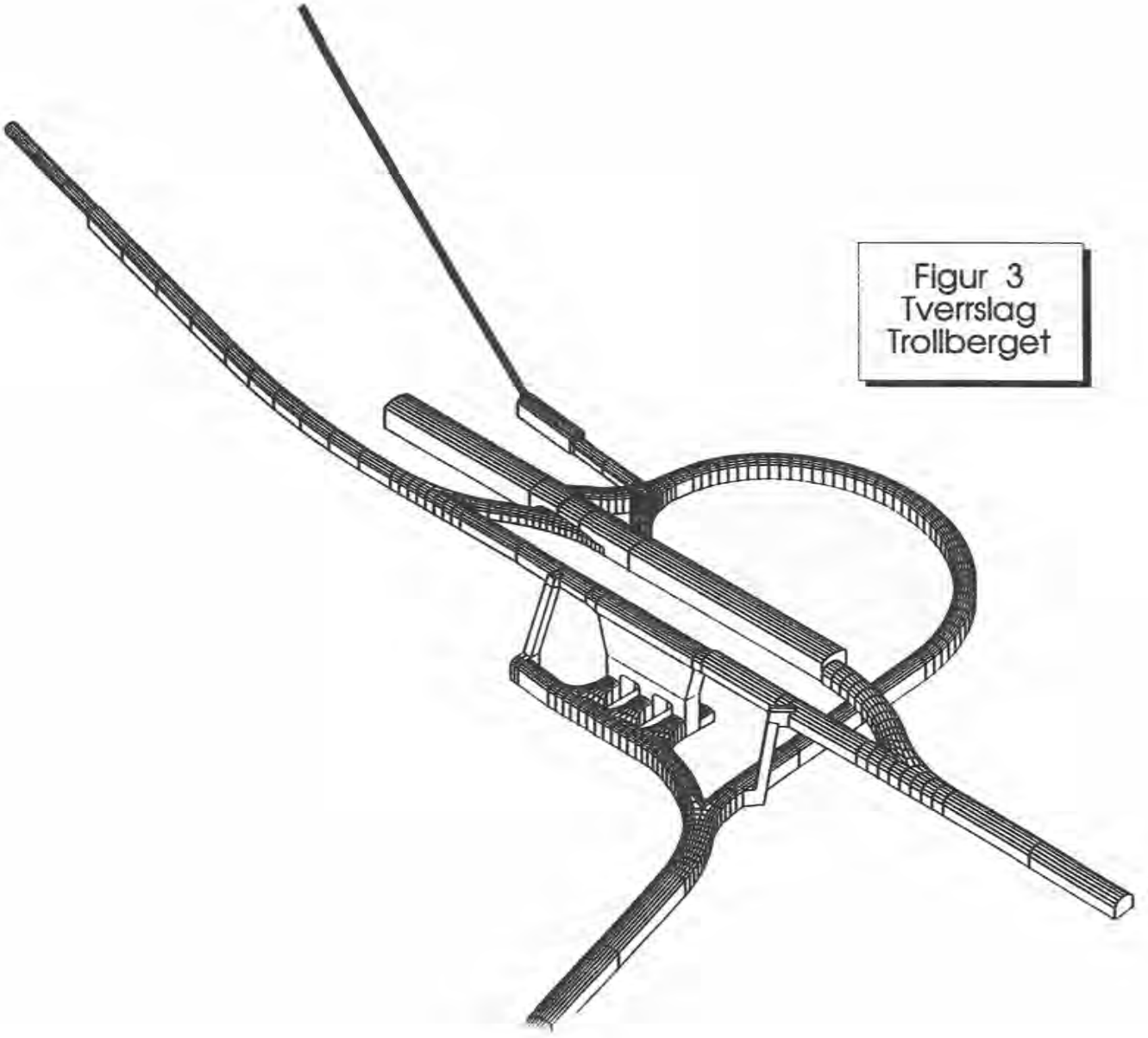
Kvartsitten har et kvartsinnhold på over 90 %, men den har gjennomgående hatt brukbar oppsprekning slik at inndriften har vært omtrent som middel for tunnelen. Kutterkostnadene i kvartsitten har derimot ligget 3-4 ganger over middelkostnadene for tunnelen.

Trollberget

Tverrslag Trollberget ligger i Beiarn kommune, øverst i Beiardalen, like nord for polarsirkelen. Trollberget er det største tunnelarbeidstedet i Svartisen. Arbeidstedet ble etablert i 1987/88. Sprengning av adkomsttunnel og riggområdet i fjell startet høsten 1988 og boring startet ihøsten 1989. Totalt 42,5 km tunnel er drevet fra dette tverrslaget, vel 2 km med konvensjonell drift, resten med fullprofilboring med 4 forskjellige maskiner. Figur 2 viser en oversikt over tunnelsystemet.

Figur 2
ANLEGGSOMRÅDET
TROLLBERGET

Konto	Arbeidssted	Tot. lengde
1613	Tverrslag nord	360 m
1613	Tverrslag sør	357 m
16114	Overf. Storglomvatn	6021 m
16153	Tunnel mot Vegdalen	6162 m
161511	Kryss mot utslag	105 m
16144	Tunnel til utslag	7816 m
16116	Tunnel mot Bogvatn	11861 m
161711	Kryss Bogvatn/Staupåga	65 m
16173	Tunnel mot Staupåga	8219 m



Figur 3
Tverrslag
Trollberget

Arrangemanget i tverrslaget er vist på figur 3. Tverrslaget er tilrettelagt for effektiv boring med 4 maskiner samtidig og for montering/demontering av fullprofilmaskiner samtidig som boring på igangværende stuffer skal kunne gå mest mulig uforstyrret.

Bakrigger og utkjøringsopplegg er i prinsippet det samme for alle stuffene. Det er møtesløyfe i bakriggen eller direkte koblet på bakriggen. Boring, kjøring av bakrigg og rangering av vagger gjøres av en mann fra operatørkabin i fremkant av bakriggen.

Utkjøring foregår med 10 m^3 bunntømmende vagger, 8-10 vagger pr sett. Totalt disponeres 100 vagger. Det benyttes 24 t Schøma lokomotiver, 8 stk + 3 stk 9 t. Levahn lok for rangering og diverse.

Det er etablert en tippsilo som i ettertid skal fungere som sandfang. Tippsiloen er 40 m lang, 6 m bred og ca 20 m dyp. Det er lagt to spor over siloen, et for tunneldriften mot Bogvasselv/Staupåga og et for Storglomvatn/Vegdalen. Vaggene tømmes ved at lukene i bunn åpnes når vaggsette kjører langsomt over siloen. I bunn av siloen er det etablert tappeluker som tømmer massene direkte i lastebil som kjører 600 m på fall 1:8 ut av tverrslaget og videre 700-800 m til tipp.

Skinnegangen har 90 cm sporvidde og er bygget opp av 35 kg skinner, stålsviller c/c 80-90 cm. Det er benyttet faste møtesløyfer i fellestunnelene og på de enkelte deltunneler.

Hver stuff har hatt egen ventilasjonsduk fra vifter ved påhugget. Det er benyttet 1,0 m duk i de store tunnelene og 80 cm duk i 3,5 m tunnelene. Det har vært hjelpevifter i tverrslaget og i kryssene.

Den første TBM'en, Robbins HP 251 med 4,3 m diameter, startet boring fra tverrslaget i september 1989. Maskinen boret ca 6 km mot Storglomvatn fram til avgrening mot Vegdalen. I krysset ble det etablert et ombyggingskammer med traverskran. Her ble maskinen bygget om til 5,0 m diameter og forstatte deretter videre ca 7,8 km fram til Storglomvatn, Denne stuffen er den lengste i Trollberget med sine 13,8 km fra fra tippstasjonen i tverrslaget og 14,6 km fra påhugget i Trollberget.

TBM nr 2, Robbins HP 252 med 4,3 m diameter startet en uke senere enn 251 med retning mot Bogvasselv. Tunnelen er vel 11,8 km lang.

TBM nr 3, Robbins HP 257 med 3,5 m diameter startet boring sommeren 1991. Boringen startet fra kryss mot Staupåga, ca 4 km fra tverrslagsområdet. Krysset ble etablert i ferien etter at 252 hadde passert. Det ble sprengt et ca 20 m langt startrør. TBM og bakrigg ble montert sammen i tverrslagsområdet og kjørt de 4 km til stuff på transportdollier på skinnegangen. Endelig sammenkobling av maskin og bakrigg ble foretatt i krysset i løpet av sommerferien for 252. Tunnelen er vel 8,2 km lang. Det meste av boringen gikk greit, men over et parti på vel en km var det store vanninnbrudd, opptil 500 l/sek, som ga betydelige problemer for framdriften.

TBM nr 4, Robbins 220 med 3,5 m diameter er den samme som boret takrenne sør på Storjord. Maskinen ble overhalt i Trollberget og det ble skiftet hovedlager før den startet boring. Bakrigg og Californiapens ble bygget om til 90 cm sporvidde og oppgaradert i samsvar med bakriggene til de andre maskinene. Maskinen startet boring fra kryss Vegdalen der 251 stanset før ombygging, vel 6 km fra tverrslaget. Denne maskinen ble også montert sammen i tverrslaget og kjørt på stuff på dollier. Boring startet i mai 1991 og 6,1 km var unnagjort i løpet av perioden fram til januar 1992.

Bergartene i området tilhører Beiardekket som er omvandlede bergarter fra kabmbro- silur. Berggrunnen består i hovedsak av glimmerskifer og glimmergneis med partier med kvartsitt, kalkstein, dioritt, amfibolitt, gneis og granittisk gneis. Borbarhetsindeksene varierer fra DRI 35 til 75 og CLI fra 4-25. Endel av gneisene er meget massive og overlater all bryting til TBM'ene. Foliasjonen har i hovedsak strøk nord-syd og steilt fall. Bergartsfordeling og oppsprekning langs de enkelte tunneltraceer er vist i tabell 3.

Tabell 3. Bergartsfordeling Trollberget

	251	251-1	252	257	220
Glimmergneis	70,4%		53,1%	73,0%	47,0%
Glimmerskifer	28,1%		34,8%	20,3%	32,8%
Marmor			1,9%	4,2%	20,2%
Granittisk gneis			1,5%	1,2%	
Kvartsitt			2,5%		
Dioritt			5,0%	0,4%	
Kvartspegmatitt	1,5%		6,0%		
Migmatitt			6,0%		
Oppsprekning					
St 0					4,1%
St 0 - I	4,4%		8,6%	6,2%	11,7%
St I -	29,3%		15,2%	46,8%	16,5%
St I	20,9%		22,9%	15,0%	26,6%
St I - II	23,5%		26,0%	20,5%	6,2%
St II	18,1%		24,9%	5,7%	1,8%
St III	3,8%		2,4%	1,4%	6,00%
St IV					27,1%
Sp I- -II			5,90%		

FRAMDRIFT, OPPNÅDDE RESULTATER

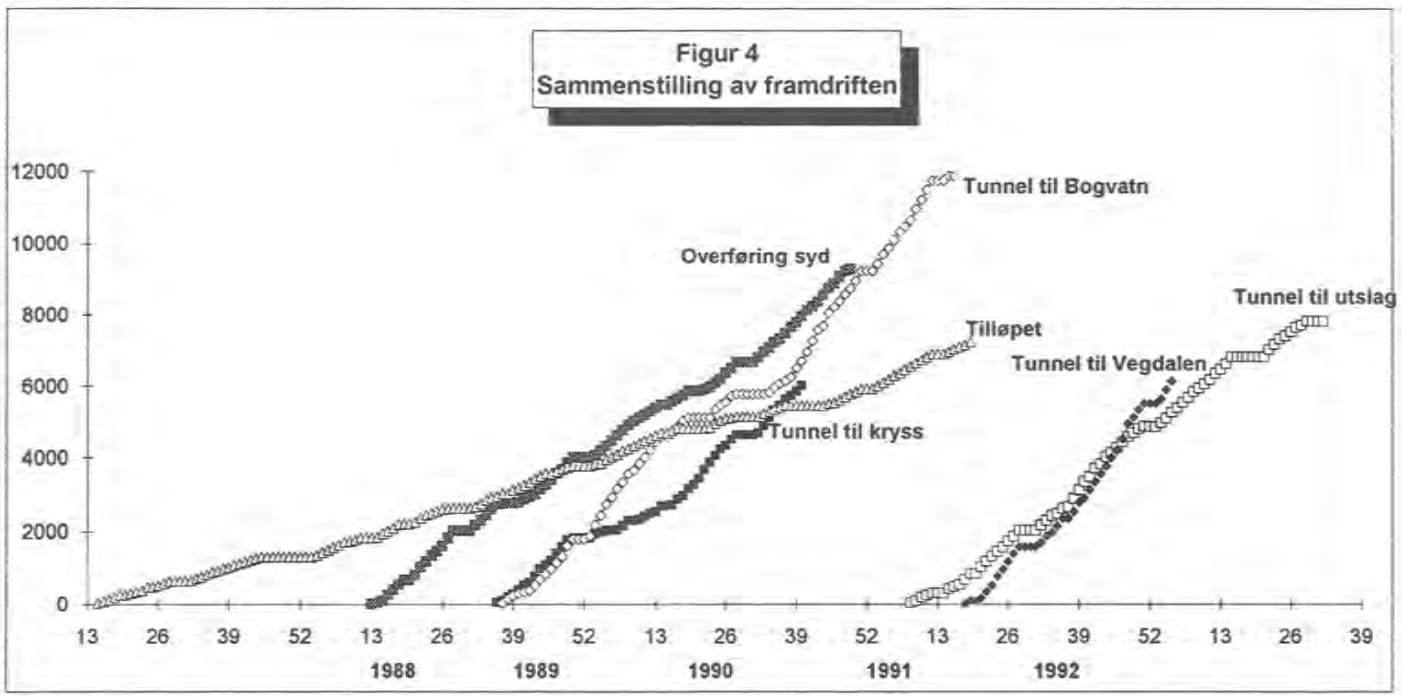
Tabell 4 viser hoveddata fra boringen. Tabellen viser gjennomsnittsdata for den enkelte tunnel. Undervegs har det vært betydelige avvik fra middelverdiene, avhengig av bergarter og oppsprekning, stabilitetsforhold og dagsformen til maskiner og mannskap.

Fig. 4 viser en sammenstilling av framdriften for de enkelte maskiner. Fig. 5 til 12 viser mer detaljert data fra boring med 252, 257 og 220.

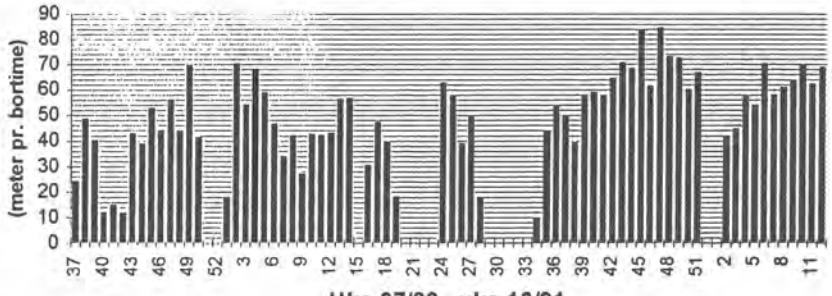
Tabell 4

TBM BORING SVARTISEN-ANLEGGENE
BORERESULTATER

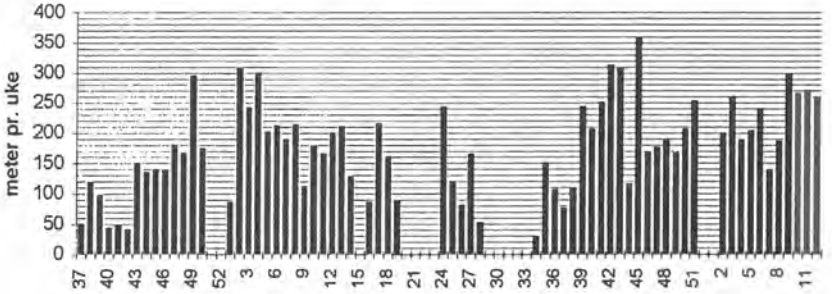
TBM	Diameter m	Lengde m	Netto inndrift m/h	Netto inndrift mm/om	Uke-inndrift m/uke	Levetid kuttere m3/kutt	Boretid % av total tid	Sikring % av total tid	Merknad
Tilløp									
226	8,5	7.334	1,08	3,10	53	135	48,8%	7,0%	inkl. 3 lagerhavarier, 20 uker
					62		57,0%	8,2%	eks. lagerhavarier
Storjord									
220	3,5	9.273	2,78	4,29	127	88	45,3%	7,4%	Inkl. 3 uker utstøping i knusn. sone
					132		47,3%	3,4%	eks 3 uker utstøpning
Trollberget									
251	4,3	6.021	3,76	5,25	125	145	32,4%	8,8%	
251-1	5,0	7.816	2,74	3,82	137	152	48,7%	0,6%	
252	4,3	11.861	3,55	4,96	181	150	49,6%	0,1%	
257	3,5	8.219	3,69	4,92	130	138	34,5%	13,8%	eks 14 uker stans for vanninnbrudd
220	3,5	6.162	3,85	5,94	200	180	50,7%	0,2%	
Sum		56.686							


Figur 4
Sammenstilling av framdriften
12000
10000
8000
6000
4000
2000
0
Tunnel til Bogvatn
Overføring syd
Tunnel til utslag
Tilløpet
Tunnel til Vegdalen
Tunnel til kryss
13
26
39
52
1988
1989
1990
1991
1992

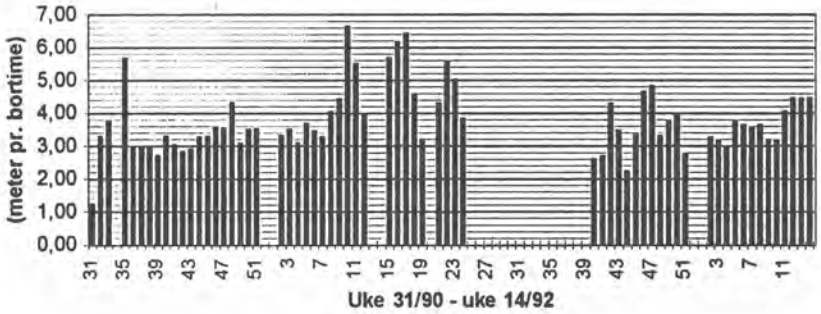
Figur 5
Trollberget TBM 252
Gjennomsnittlig borsynk



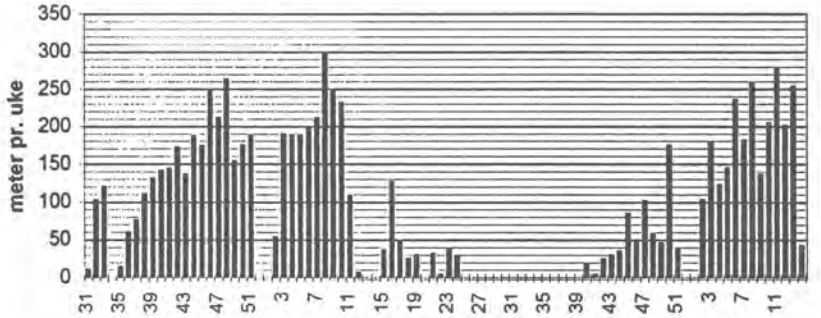
Figur 6
Trollberget TBM 252
Ukeinndrift



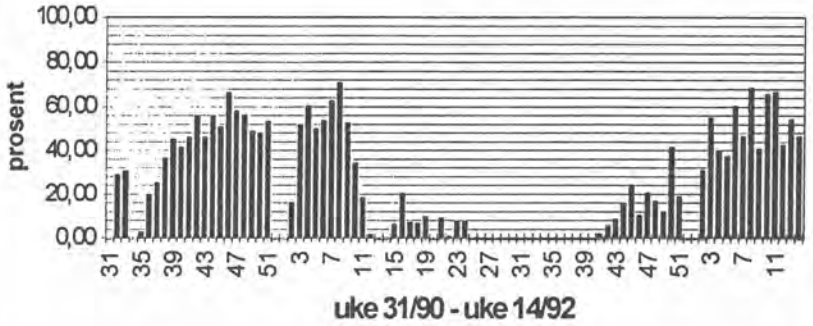
Figur 7.
Trollberget TBM 257
Gjennomsnittlig borsynk



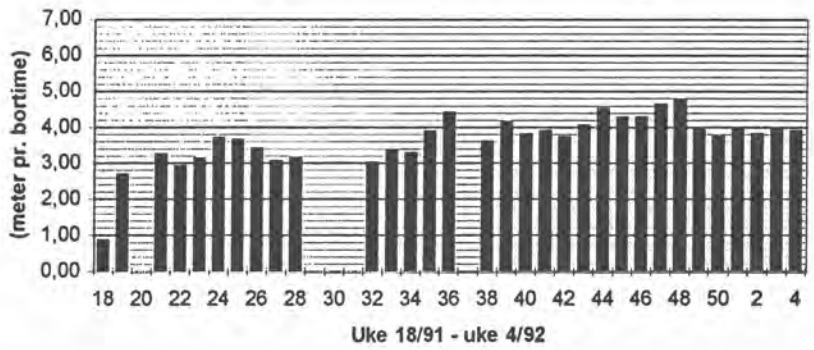
Figur 8.
Trollberget TBM 257
Ukeinndrift



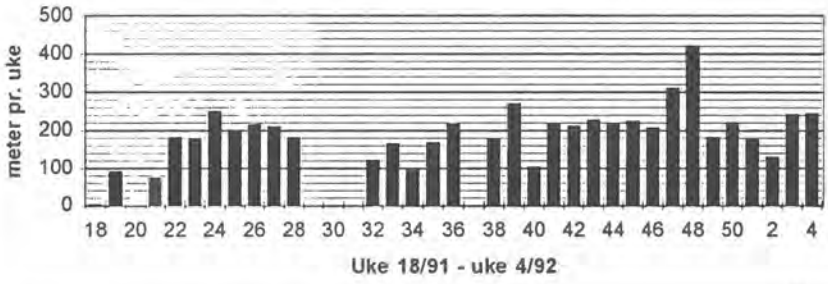
Figur 9.
Trollberget TBM 257
Maskinutnyttelse, inkl. takskifte



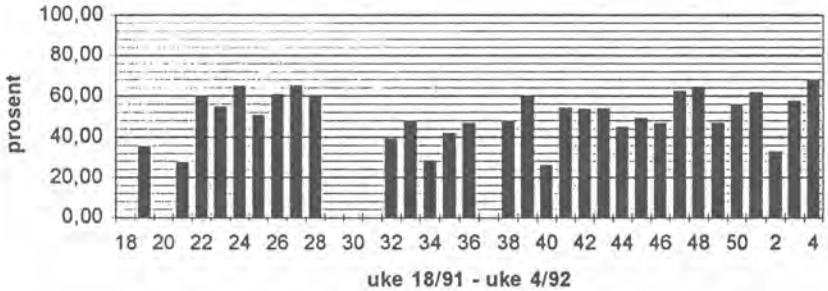
Figur 10.
Trollberget TBM 220
Gjennomsnittlig borsynk



Figur 11
Trollberget TBM 220
Ukeinndrift



Figur 12
Trollberget TBM 220
Maskinutnyttelse, inkl. takbytte



SIKRING, VANNINNBRUDD

Det meste av tunneldriften har forgått uten at det har vært behov for sikring. De stabilitetsproblemer som har vært er listet opp nedenfor.

Tabell 5

Tunnel	TBM	Problemer	Tiltak
Tilløpstunnel	226	Sprakfjell	Bolting
		Knusningsong, vanninnbrudd	Utstøpning
		Knusningsoner	Sprøyting
Takrenne sør	220	Knusningsone i kvartsitt, vanninnbrudd	Utstøping, sprøyting
Trollberget	251	Knusningsone, vanninnbrudd	Sprøyting, utstøping, vannheft
	251-1	Ingen vesentlige problemer	
	252	Ingen vesentlige problemer	
	257	Knusningsoner, vanninnbrudd	Sprøyting, utstøping, gjenstøping av stuffen, bolting, injisering
		Vanninnbrudd	Stans i TBM-boringen, driving av drenstunnel. Injisering
	220	Ingen vesentlige problemer	

Typisk for problemene der en treffer knusningsoner med leire eller omdannede mineraler, er at det blir problemer med gripperfeste.

Som det fremgår av tabellen er det særlig 257 som har hatt store problemer med fjellet. Knusningsoner har har medført sprøyting og gjenstøping av stuffen. De største problemer har imidlertid vært i forbindelse med store vanninnbrudd. Vanninnbruddene kom i området med en foldet og oppsprukket marmor. Maskinen boret inn i området i mai 1991 . Vannlekkasjene ga problemer med boringen fordi borkakset ble vasket av transportbåndet i maskinen og ble liggende i tunnelsålen. Disse massene demmet opp for vannet slik at det ble en innsjø under maskinen og bakriggene. Massene ble fjernet ved hjelp av en vakumlaster. Framdriften ble betydelig hindret, noe som fremgår av figur 8 (ukeinndrift 257), men det gikk dog fremover.

I juni boret maskinen inn i en betydelig lekasje, ca 500 l/sek. Pga innlekkasjen i tunnelsystemet, både på denne stuffen og akkumulert på andre stuffer, ble videre boring innstilt fordi de store vannmengdene medførte problemer i hele tunnelsystemet og i tverrslaget slik at også den øvrige tunneldriften ble skadelidende.

Det ble iverksatt en detaljert kartlegging av geologien i området for å forsøke å gi prognoser for hva som videre kunne forventes. Samtidig ble det startet arbeider med injisering for å tette lekkasjene.

Tunnelen hadde passert et bekkeinntak og var på veg gjennom et fjellmassiv mot Staupåga . Overdekningen var ca 200 m. og kartleggingen avdekket et karstområdet med mulig tilsig fra elva Staupåga. Risikoen for å treffe flere og større karstkanaler ble ansett for å være stor. Som en følge av dette ble det besluttet å stille TBM'en i bero mens det ble anskaffet og montert utstyr for sonderboring og injisering foran TBM'en. Videre ble det drevet en drenstunnel fra dagen og inn til tunnelen ca 400 m bak stuff. Tunnelen er 5 m², 150 m lang og ble drevet med helikopteradkomst, knemater og en liten Wagner. Hensikten med drenstunnelen var å lede lekasjevannet ut av tunnelen før det medførte for store ulemper for den øvrige tunneldriften.

Samtidig ble det boret 3 inntak-sjakter som det opprinnelig var planen å bore etter at tunnelen var drevet ferdig. Ved dette ble den totale forsinkelsen på tunnelen liten.

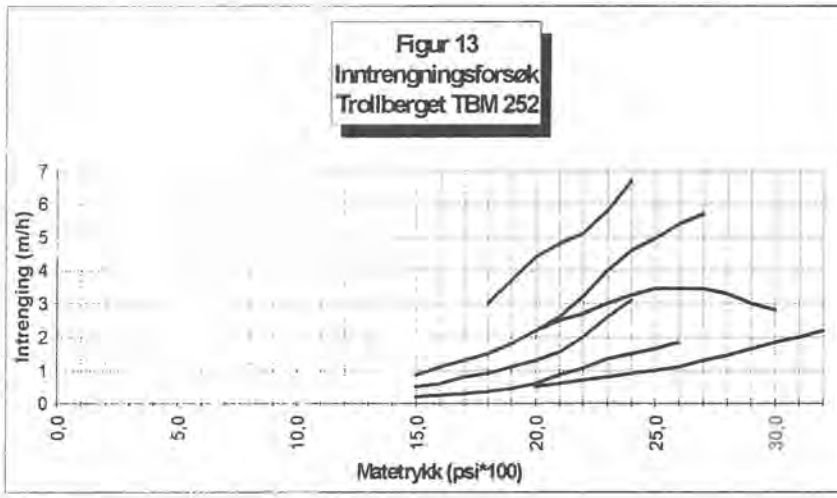
Boringen kom igang igjen utpå høsten. Da var innlekkasjene betydelig redusert. Det viste seg etter hvert at lekkasjene ikke hadde tilførsel fra Staupåga. Lekkasjene avtok etter at snøsmelting var unnagjort.

Det var endel problemer med å starte boring igjen. Elektromotorer og kontakter hadde hatt en fuktig periode og det var mye masse som måtte fjernes. Innlekkasjene var stadig store de første 2-300 metrene. Det improviserte utstyret for sonderboring og injisering fungerte dårlig. Det er så trangt framme på maskinen at utstyr som skal monteres inn må være spesialtilpasset for at det skal kunne opereres rasjonelt.

KUTTERE

Det er brukt totalt ca 7.750 kutterringer for boring i Svartisen. Dette representerer en verdi på ca 30-40 millioner kr i direkte deleforbruk og ca 50 arbeidsuker stans i tunnelboringen for å skifte kuttere.

Det er kutterene som bestemmer hvor stor matekraft som kan benyttes og dermed direkte bestemmer inndriften til maskinen. HP-maskinene er så kraftige i oppbygging, hovedlager og dreiemoment at de kan tåle langt større matekraft enn det kutterene kan motta.



Figur 13 viser målte verdier fra inntrengnings-forsøk med TBM 252. Forsøkene bekrefte entydig at inndriften er dramatisk avhengig av matekraften.

Disse forhold gjør at Statkraft har ønsket å prøve alternative løsninger for kuttere. Dette er gjort i to retninger

- forsøk med forskjellige typer kuttere og kutter-ringer fra Robbins og andre leverandører
- forsøk med Stein Narvestad's Norway-cutter med delt kutterring

Forsøk med kuttere fra andre kutterleverandører har dels til hensikt å søke å

- søke etter den beste kutteren
- tvinge maskinleverandøren til å ligge i forkant av utviklingen av kuttere

Kravet til en kutter i dag må være at den må kunne bore med høg matekraft og fortsatt opprettholde en brukbar levetid. Det er ikke noe problem å lage en kutter som holder 32 tonn matekraft under ideelle forhold, men å lage en som tåler 30 tonn på en normalt hard norsk stuff ser ut til å være vanskelig. På dette området ligger det et stort potensiale for videre utvikling.

I tillegg til å bruke mer eller mindre tradisjonelle kuttere fra forskjellige leverandører har vi også prøvet en norsk variant, Stein Narvestad's Norway Cutter. Denne kutteren representerer en dristig vilje til å tenke i nye baner. I steden for å ha en normal kutter der en skifter hele kutteren - som for en 19" veier ca 160 kg - hver gang en kutterring er slitt, har Narvestad pønsket ut en løsning med delt kutterring slik at kun ringen, som veier 15-20 kg, må skiftes. Ved dette går kutterskiftet vesentlig raskere og en slipper arbeidet med rigskifte på kutterverksted. Selve kutteren taes ikke ut før lageret er utslitt.

Forsøkene med andre kuttere og kutterringer er utført på et begrenset antall tunnelmeter. Erfaringene så langt er imidlertid at:

- kutter-ringer fra Sandvik og Wirth står brukbart. Det er ingen markant forskjell i forhold til kutter-ringer fra Robbins, selv om disse ser ut til ha noe bedre levetid.
- komplette kuttere fra Sandvik er forsøkt. Etter endel modifikasjoner fungerte disse brukbart.
- hardmetallkuttere fra Sandvik som ble forsøkt på 226 og 220 på Storjord viser en betydelig inndriftsøkning for nye kuttere. Denne effekten avtar fort når kutterene blir slitt. Kutteren er kostbar og er etter mitt skjønn kun en nødløsning for svake maskiner som er tvunget til å bore i hardere fjell enn de er bygd for.
- kutteren med delt ring fungerer bra. Det har vært behov for endel modifikasjoner og enda er det potensiale for forbedring. Prinsippet med delt ring fungerer og er åpenbart et interessant alternativ der det skal bores i slitende fjell.

KONKLUSJON

Etter boring av 56,6 km tunnel med et mylder av maskiner og i en variert bergrunn med hensyn på borbarhet, borslitasje og stabilitet sitter en igjen med et betydelig erfaringsmateriale. Dette kan gi grunnlag for mange konklusjoner, hvorav den viktigste er at det fortsatt er et betydelig potensiale for videreutvikling av metoden.

Den videre utvikling må omfatte

- bedre kuttere
- bedre tilretteleggelse for skifting av kuttere
- bedre konfigurasjon av kuttere på borhodet
- maskinene må bygges slik at de er mindre følsomme for vanninnbrudd.
- det må legges vekt på opplegg for sonderboring, injeksjon og sikring

Det er imidlertid viktig å ha klart for seg at TBM'en bare er en del av tunnelfabrikken. Skal det potensialet som ligger i de nye maskinene kunne utnyttes må bakrigger og opplegg for massetransport fungere.

OVERGANG TIL UNDERJORDSDRIFT VED A/S SYDVARANGER

Underground mining at A/S Sydvaranger

Bergingeniør Peter J. Brugmans
A/S Sydvaranger

SAMMENDRAG

A/S Sydvaranger har drevet jernmalmfeltene i Sørvaranger siden 1906. I alt er det tatt ut 194.2 mill tonn malm og 275.6 mill. tonn gråberg pr. utgang 1991.

Bergfangst (1992) ligger på 7 mill. tonn hvorav 3.5 mill tonn malm som videreforedles til 1.5 mill tonn pellets. Pelletsproduksjonen vil opphøre i 1996 når dagbruddsreservene på det nærmeste er avbygget.

Etter stans av pelletsproduksjonen vil selskapet hovedsaklig produsere spesialprodukter basert på malm fra underjordsgruve. Underjordsgruva planlegges for bryting i store åpne rom. Planlagt årsproduksjon vil ligge på 1 mill. tonn råmalm.

Arbeidene med adkomst til underjordsgruben ble satt igang i juni i år. Adkomsten skal være fullført ved årsskiftet 1993/94. Prøveproduksjon fra underjordsgruva vil starte opp i 1995.

SUMMARY

A/S Sydvaranger has operated the iron ore fields at Sørvaranger since 1906. The production (since mining commenced and up to 1992) totals 194.2 Mt of ore and 275.6 Mt of waste rock.

Production (1992) totals 7 Mt (iron ore and waste rock). The ore (3.5 Mt) is refined to 1.5 Mt pellets. The pellet production will cease in 1996 when most of the open pit ore reserves are extracted.

When the pelletproduction ceases the company will produce special products based on ore from an underground mine. Planned production capacity for the underground mine is 1 Mt R.O.M. ore per year.

The access ramp for the underground mine was commenced June this year and will be completed by 1993-94. Trial production from the underground mine will commence 1995.

11.1. INNLEDNING

11.1.1. Historikk

Jernmalmfeltene i Sørvaranger har vært kjent siden 1860 årene. Jerngehaltene var imidlertid for lave til at man med datidens teknologi kunne nyttiggjøre seg forekomsten. Derfor ble den ikke gjenstand for kommersiell interesse før omkring århundreskiftet.

Anleggsarbeidene startet i 1906, og forekomsten har levert jernmalmprodukter siden 1910. Virksomheten ble drevet med vekslende aktiviteter og resultater frem til 2. verdenskrig. Som en følge av krigshandlingene ble anleggene ødelagt under krigens sluttfase.

I perioden 1910 - 1940 ble det produsert 26 mill. tonn råmalm, hovedsaklig fra dagbrudd på den s.k. Bjørnevannsforekomsten. Av rågodset ble det fremstillt ca. 11 mill tonn slig.

Anleggene ble bygget opp igjen efter krigen og sligproduksjonen kom igang igjen i 1952. Produksjon i tiden efter 1952 fremgår av tabell 1.

Tabell 1. Bergfangst 1952-91 (mill. tonn)

	Malm	Gråberg	Bergfangst
1952-1964	31.0	19.0	50.0
1965-1984	101.0	205.0	306.0
1985-1991	36.2	51.6	87.8
Sum	**168.2**	**275.6**	**443.8**

Det er i alt tatt ut 194.2 mill. tonn jernmalm med en gjennomsnittlig gehalt på ca. 30 % Fe magn., og 443.8 mill. tonn gråberg.

11.1.2 Dagbruddsdriften

Jernmalmen er blitt brutt i dagbrudd hele tiden. Etter hvert som dagbruddet er blitt avsenket har man ved flere anledninger vurdert overgang til underjordsdrift. Utviklingen av utstyr for dagbruddsdrift har imidlertid gjort at man har kunnet skyve denne overgangen foran seg. Pr. 1992 brytes det ut ca. 3.5 mill tonn jernmalm pr. år med en tilsvarende gråbergtonnasje.

Malmbrytingen foregår nå på forekomstene i Bjørnevann Øst og på Jerntoppen som ligger lengst syd i malmfeltet. Jerntoppen forventes å være ferdig avbygget våren 1993, mens Bjørnevann

Øst forventes å være ferdig avbygget i 1996. Når dagbruddsdriften (Østmalmen) innstilles vil bruddet være avsenket til nivå -100 m.u.h.

11.1.3 Stortingsvedtaket i juni 1991

I St. prp. nr. 80 for 1990/91 ble rammene for det fremtidige driftsopplegget ved A/S Sydvaranger trukket opp. Driftsopplegget innebærer oppstart av underjordsdrift så tidlig som mulig i 1992. Pelletsproduksjonen føres videre på dagens nivå, 1.5 mill. tonn pr. år, og avvikles når reservene i eksisterende dagbrudd på det nærmeste er utdrevet i løpet av 1996.

Etter stans av pelletsproduksjonen vil selskapet i hovedsak produsere spesialprodukter. Dette innebærer at bergfangsten går ned fra ca. 7 mill. tonn pr. år (3.5 mill. tonn malm og 3.5 mill. tonn gråberg) til ca. 1 mill tonn pr. år.

Målsetningen for underjordsdriften blir å levere malm av tilfredstillende kvalitet til oppredningsverket til en lavest mulig enhetskostnad.

11.2.0 GEOLOGISKE FORHOLD

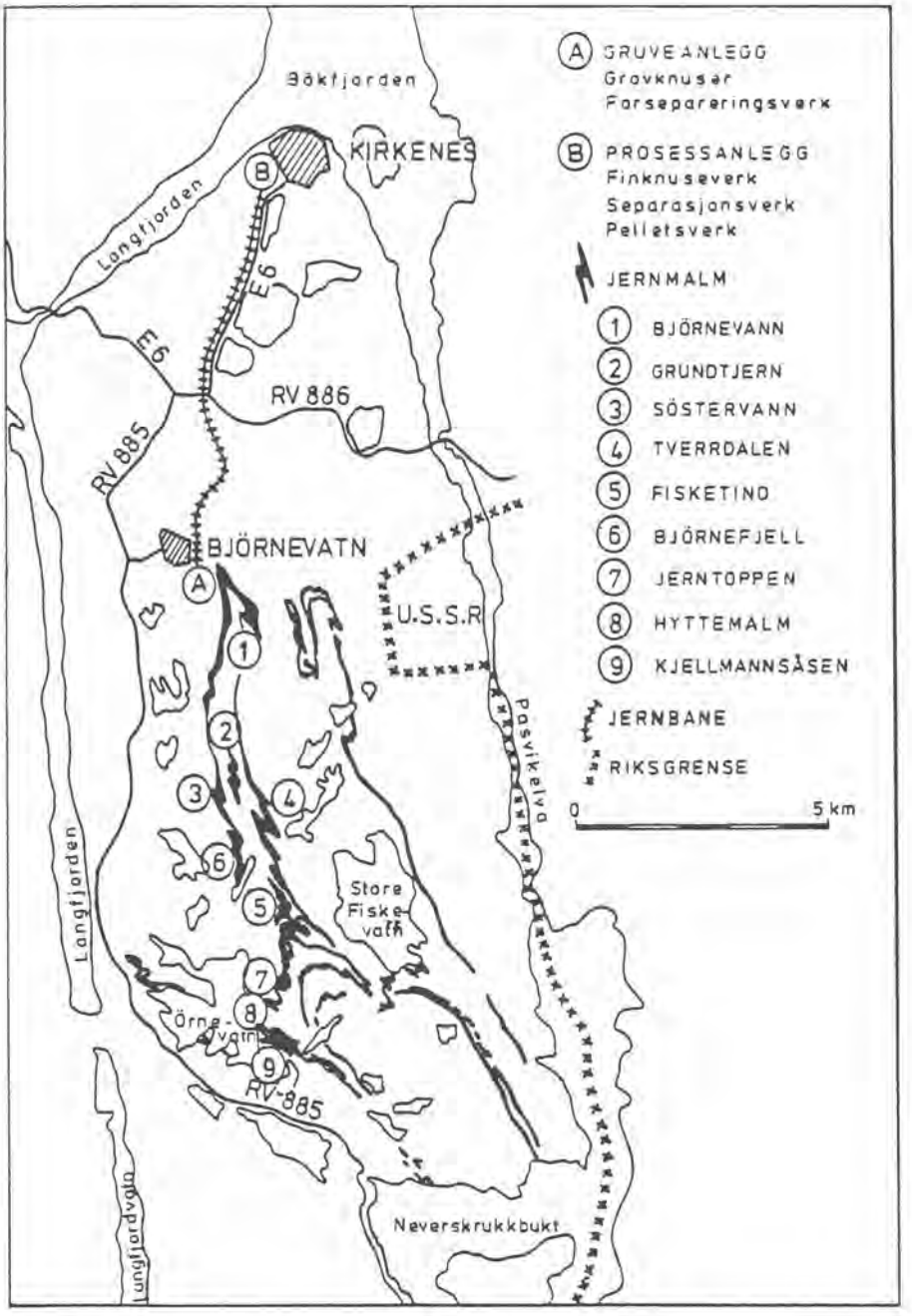
11.2.1 Ressursgrunnlaget

Ressursgrunnlaget for A/S Sydvarangers malmbaserte virksomhet i Sør-Varanger kommune er jernmalmfeltene ved Bjørnevann (Figur 1.).

Jernmalmfeltene ved Bjørnevann dekker et ca. 35 km2 stort areal og inneholder 23 mer eller mindre adskilte forekomster av variable størrelser og kvaliteter.

Malmene er kvartsbåndete jernmalmer, såkalte taconitter. Gehaltene av Fe mag. ligger på ca. 30%. Gangmineralene består hovedsaklig av kvarts og forskjellige amfibolmineraler med hornblende som vanligste amfibol. Fordelingen mellom de forskjellige mineralene i malmen er som følger: Magnetitt ca. 40 %, Amfibol 30 % og Kvarts 30 %.

Den viktigste malmforekomsten er Bjørnevannsmalmen. Denne har vært avbygget siden gruvedriften tok til i 1908. Malmen danner en stor V-formet struktur med en vestmalm og en østmalm i de respektive foldeflankene. Hittil er det levert ca. 130 mill tonn malm med en gjennomsnittlig gehalt på 31 % Fe mag. fra dette området. Gjenstående dagbruddsreserver i Bjørnevann Øst utgjør ca. 12. mill. tonn.



Figur 1. Oversiktskart A/S Sydvaranger

De samlede reserver for underjordsdriften i dette området er anslått til ca. 65 mill. tonn. Av dette utgjør malmen over 1. hovednivå på Bjørnevann Vest ca. 25 mill. tonn.

For underjorsdriften er det foreløpig bare Vestmalmen i det såkalte Bjørnevannsfeltet som er aktuell. Jernmalmen har en mektighet som varierer fra 70 til 100 m, en strøklengde på ca. 1.200 m og et fall på ca. 70 grader mot øst. Foreløpig er malmen påvist ned til et dyp av ca. 300 m.u.h. Malmen er imidlertid åpen mot dypet.

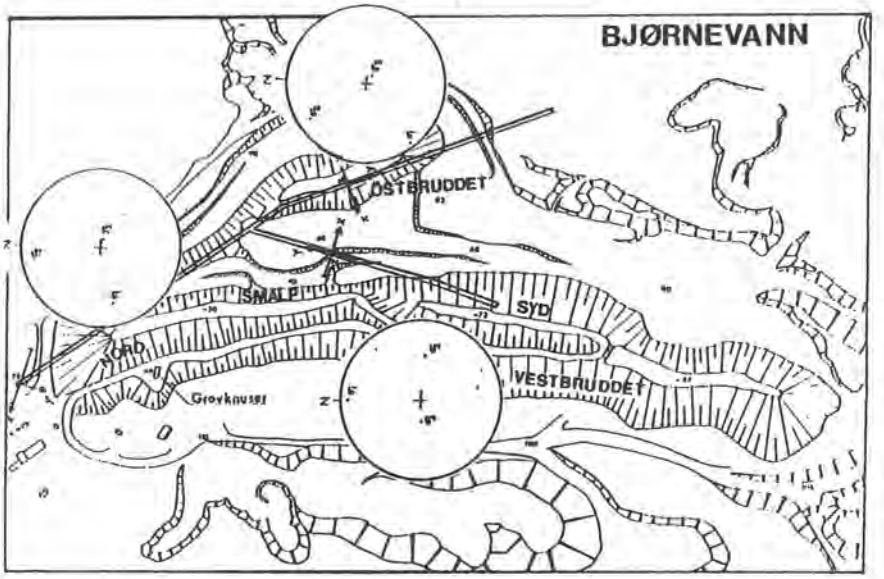
Planene for underjordsdrift forutsetter at man i første omgang avbygger malmen ned til et dyp av 235 m.u.h. De påviste malmreservene på Vestmalmen vil med et planlagt produksjonsnivå på 1 mill. tonn pr. år være tilstrekkelig for ca. 25 års drift.

11.2.2 Bergmekaniske og ingeniørgeologiske forhold

11.2.2.1. Bergmekaniske forhold

I forbindelse med utformingen av gruva, både generellt og med hensyn på avbygningsplaner er det viktig å få klarlagt såvel ingeniørgeologi som bergmekaniske parametre.

Det er i alt utført 4 bergmekaniske spenningsmålinger i Bjørnevannsområdet. Tre av målingene er gjort på nivå -200 (sjakt) og en er gjort på nivå 0. Målestedene er vist på Figur 2.



Figur 2. Målesteder bergmekaniske spenningsmålinger.

Resultatene fra de bergmekaniske målingene er gjengitt i tabell 2.

Tabell 2. Resultater fra bergspenningsmålinger utført 1971 og 1984.

Målested	Spenning II strøket MPa	Spenning I strøket MPa
Målested Vest -200 (målt 1984)	14,5	24,3
Målested Øst -200 (målt 1984)	7,9	15,4
Målested sjakt -200 (målt 1971)	17,0	11,7
Målested sjakt 0 (målt 1971)	13,9	12,7
"Middel"	13,3	16,0

Resultatene fra disse målingene viser at spenningsbildet i Bjørnevatn domineres av betydelige horisontale spenninger både normalt og parallellt strøkretningen. Spenningene er betydelig høyere enn de teoretisk betingede vertikalspenningene skulle tilsi. En overdekning på 300 m gir gravitative vertikale spenninger på ca. 8 MPa og horisontale på ca. 2.7 MPa.

Enaksial trykkfasthet for malm og sideberg, ligger på henholdsvis 143 MPa (hornblendegneis) og 236 MPa for jernmalm. I tabell 3 er det gitt endel typiske parametre for bergartene.

Tabell 3 Fasthetsparametre for Bergartene i Bjørnevann.

BERGART	Bj.v.gneis	Hbl.gneis	Diabas	J.malm
Sp. v (g/cm3)	2,66	2,79	2,42	3,42
Lydhast.(m/s)	3.800	-	-	5.160
Aks. p.last (MPa)	12,1	13,0	18,0	12,0
Dia. " "	8,4	14,0	18,0	-
Styrkeanisotrop	1,4	1,1	1,2	-
Enaks. trykkf. (MPa)	170	143	257	236
E-modul GPa	31	80	100	94
Poisson forhold	0,12	0,20	0,80	0,17

Malmen har pga det høye kvartsinholdet lav borsynkindeks og høy/meget høy borslitasjeindeks.

11.2.2.2 Ingeniørgeologiske forhold

I forbindelse med gruveplanen av 1985 ble det gjennomført en omfattende analyse av stabiliteten av veggene i dagbruddet. Denne analysen bygget blandt annet på en ingeniørgeologisk kartlegging av bruddet med blandt annet sprekkekartlegging.

Sprekkesystemene i Bjørnevann domineres av et foliasjonssystem (akseplan foliasjon) samt mindre og ofte lokale tverrsprekke-system. Strøkretningen til foliasjonen er forholdsvis konstant, NV-SØ med fall varierende fra 50 grader til 60 grader.

Samtidig med at man kartla oppsprekking ble det foretatt en ingeniørgeologisk undersøkelse hvor man kartla sleppesoner og sleppefyllinger.

Resultatene av undersøkelsene viser to typer sleppesoner en med hovedsaklig kloritt som sleppemateriale og en med biotitt. Det er også funnet spor efter smektitt kloritt-blandsjiktmineral i enkelte slepper i kontakt med omvandlede diabaser. Disse kan utøve svelletrykk ved vanntilførsel.

Av betydning for underjordsdriften er hovedsaklig sonene som man har i kontakten mellom malm og sideberg. I denne kontakten har man ofte klorittsoner, både på heng og liggsiden av malmen. For å unngå disse sonene har man valgt å la adkomsten følge malmen i størst mulig grad. Sonene er rette, og har som regel bukling i cm eller dm skala.

Det er flere større diabaser som gjennomskjærer Bjørnevanns bruddet. De fleste har en gunstig vinkel i forhold til dag-bruddet, og det forventes ikke at de vil skape større proble mer ved underjordsdriften. Når det gjelder diabasene kan man forvente at man får noe vann i forbindelse med disse.

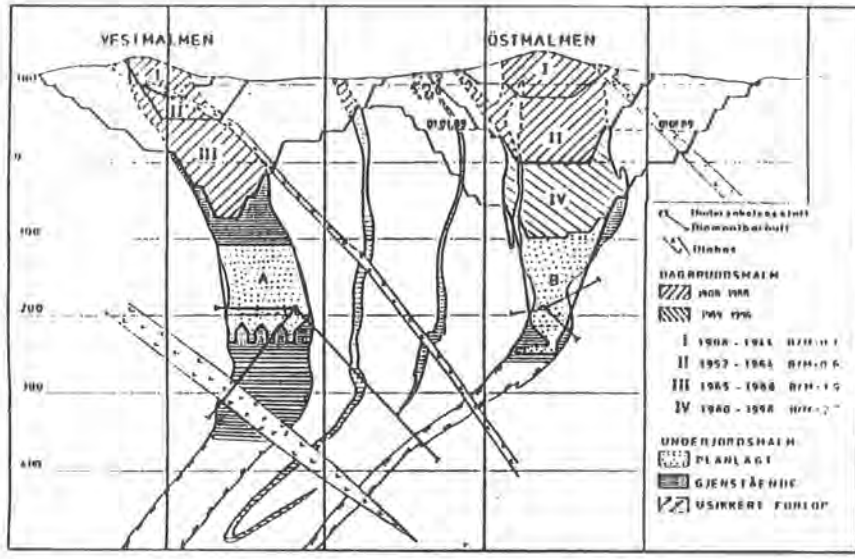
Forøvrig viser diamantboringer i området at man kan forvente RQD å ligge i størrelsesorden 60-80 i området hvor man driver adkomsten.

11.3.0 GRUBENS UTFORMING

11.3.1 Brytningsmetode

Generelle kriterier for grubens utforming bestemmes av malm-forekomstens geometri, utstrekning og mektighet. I tillegg til disse kriteriene kommer også bergmekaniske og ingeniør-geologiske forhold. Andre kriterier som avgjør utformingen av gruva er utstyrsvalg, konsentrasjon av antall arbeidssteder samt ønsket om rasjonell drift. Et typisk profil av forekomsten er vist i figur 3.

Med basis i ovenforstående forhold ble det allerede i 1985 (i forbindelse med utarbeidelse av gruveplanen) gjennomført en modellering av en underjordsgruve på Vestmalmen i Bjørnevanns-forekomsten. Modelleringen ble gjennomført ved SINTEF Berg-teknikk ved hjelp av grenseelement metoder.



Figur 3 Vertikalsnitt gjennom Bjørnevannsforekomsten

Inngangsdata for beregningene omfattet:

- In-situ spenningstilstand
- Bergartenes elastiske parametre
- Bergrommets grenser
- Diskontinuiteter
- Styrkeparametre
- Forbygnings-/Sikringsparametre

Modelleringene ble utført for følgende områder:

- Vertikal profil 184.000 X
  " " 184.500 X
  " " 185.150 X

- Horisontalprofil -128

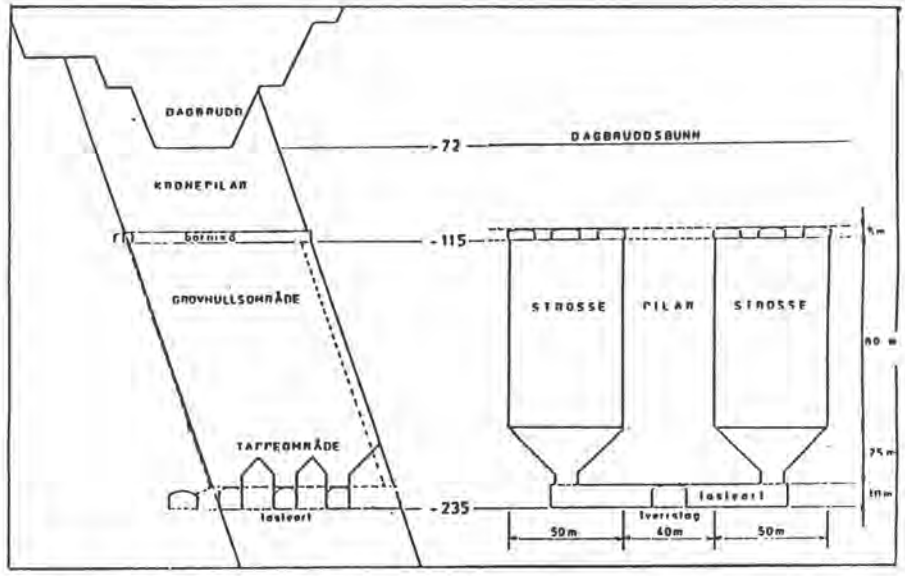
Modelleringen konkluderte med at under forutsetning av at kronepilaren (dvs horisontalpilar under bunn av dagbruddet) ikke røves bør pilarene ikke dimensjoneres mindre enn:

kronepilar"	30 m
"Etasjepilar"	20 "
"Vertikalpilar"	30 "

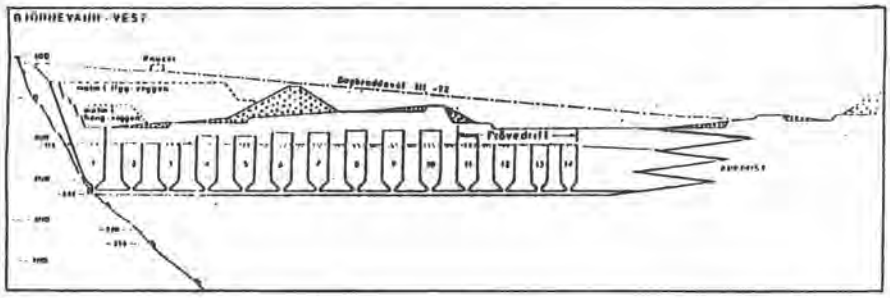
Strossehøyden kan velges inntil 100 m uten stor risiko for bergmekaniske problemer.

Ved supplerende modelleringer i 1987 ble kronepillaren øket til 35 m. Man konkluderte også med at kronepilaren under ingen omstendighet bør røves da en eventuell røving kan føre til stor

innrasning av gråberg, og efterfølgende lastoverføring og kollaps av vertikalpilarer. Pilardimensjonen for vertikal pilarer ble fastlagt til ikke å være mindre enn 1/3 av strossehøyden. De vil da oppta belastning selv om utfall inntreffer. Videre ble det anbefalt at strossebredden (langs strøket) ikke bør overstige ca. 50 m. Figur 4 og 5 viser vertikalsnitt gjennom strosseområde, og vertikalsnitt av brytningsrom langs strøkretningen.



Figur 4 Vertikalsnitt strosseområde



Figur 5. Vertikalsnitt av brytningsrom langs strøkretningen

Ut fra disse kriteriene er man kommet frem til følgende hoveddimensjoner:

- Kronepillar (horisontalpillar mot dagbruddsbunn 35 m
- Vertikalpillarer (mellom brytningsrom) 40 m
- Brytningsromene (strossene) får dimensjonene
  - lengde langs strøket 50 m
  - bredde 70 - 100 m avhengig av malmmektigheten

Utformingen av gruva med store brytningsrom gir en rekke fordeler hvor de viktigste skal nevnes her:

- Oppfaring og tilredning for brytning minimaliseres
- Opplegget gir mulighet for å konsentrere driften til få brytningssteder
- Mulighet til å få inn tungt effektivt utstyr

Dette gjør at man kan
- minimalisere investeringsomfanget mhp utstyr
- minimalisere bemanningen under jord.

Gruva planlegges for en produksjon på 1.000.000 tonn malm pr. år. Med dette produksjonsvolumet har man malmreserver for ca. 25 år. Årsproduksjonen på 1 mill tonn krever at man tar ut 4.500 tonn pr. døgn

11.3.2 Adkomst

Opprinnelig planla man at adkomsten til u.j gruben skulle bestå av to stoller på 90 m tverrsnitt. Dette for å sikre en best mulig flyt i transporten u.j.

Under prosjekteringsarbeidet kom man frem til at enkel adkomst ville være tilstrekkelig. Imidlertid øket man tverrsnittet fra 90 m til 104 m.Bredden på stollen er 14 m med største høyde på 8 m, og med høyde opp til vederlagene på 6.2 m. Pilhøyden blir da 1.8 m. Med dette tverrsnittet vil det ikke være forbundet med vanskeligheter å kunne kjøre med dumpere på inntil 100 tonns lastekapasitet.

Adkomsten blir 1990 m lang fra påhugg på kote - 65 m.u.h. Fallforholdene er 1:15 i kurver og 1:10 på rette strekninger. Minste kurveradius er valgt til 37 m. Adkomsten skal gå fra bunnen av nåværende dagbrudd og føres ned til kote - 235 m.u.h. På kote - 235 vil fremtidig lastenivå bli etablert.

Arbeidene med driving av adkomsten er satt bort som entreprise. Arbeidene startet opp 3. juni i år og skal efter planen være fullført 1. januar 1994. Pr. utgang september 1992 er det drevet 210 m.

Stolltraceen er lagt slik at den går mest mulig i malm. Dette har flere årsaker, bl. a at fastheten av malm gjennomgående er bedre enn for sideberget. Videre vil man ved å la oppfaringen

gå mest mulig i malm få et ikke uvesentlig malmtilskudd til produksjonen.

Under drivingen av adkomsten vil det bli foretatt supplerende diamantboringer etter hvert som man kommer nedover. Diamantboringene utføres for å finne eksakt malmgrense slik at man kan justere stolltraceen i samsvar med dette.

11.3.3 Tilredning

11.3.3.1. Bornivå

Bornivå hugges på fra adkomststollen på nivå -115 m.u.h. Dette gir som tidligere nevnt en ca. 35 m tykk kronepilar mot dagbruddsbunn.

Borortene får et tverrsnitt på 35 m og legges på liggsiden av malmen. Fra bornivået drives så tverrslag gjennom malmen fra liggsiden og ut på hengsiden. Fra disse tverrslagene foretaes produksjonsboringen.

11.3.3.2. Lastenivå

Lastenivå hugges på fra adkomststollen på nivå -235 m.u.h. Tverrsnittet på dette blir som for adkomststoll, eller noe mindre (90 m) Lastenivået legges i likhet med bornivå på liggsiden av malmen.

Fra lastenivået drives lasteorter inn fra liggen og til hengen. Fra lasteortene drives lastetverrslag inn på strossene. Det planlegges drevet en lasteort som skal betjene to strosser (brytningsrom).

Lastetverrslagenes lengde bestemmes av malmens mektighet. Lengden vil bli 80 til 100 m.

11.4.0 AVSLUTTENDE BETRAKTNINGER

Pr. 1/10-92 er adkomststollen drevet inn 210 m . Forholdene har vært stort sett som forventet, men med noe mer sikring i påhuggsområdet pga påkjenning fra dagbruddssprengningene, og lav innspenning.

Drivingen av adkomststollene skal være fullført ved årsskiftet 1993/94. I løpet av 1994 og 1995 vil gruben bli tilredet for drift og prøveproduksjon vil komme i gang i 1995.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1992

STORSKALA UNDERJORDSDRIFT VED ELKEM NEFELIN A/S, STJERNØY

Large scale underground mining at Elkem Nefelin A/S

Bergingeniør Sven Fagerli
Elkem Nefelin A/S, 9543 STJERNSUND

SAMMENDRAG

Ved Elkem Nefelins gruve på Stjernøy i Finnmark har det vært drevet storskala underjordsdrift på nefelinsyenitt siden 1961. Rågodsbrytingen ligger på ca 550.000 tonn i året.

Driften er noe spesiell da den foregår ved at man stadig beveger seg oppover i forekomsten. Ved et rasjonelt brytnignsopplegg blir gruvekostnadene allikevel meget lave.

Det siste året har det vært gjort forsøk med økt hullavstand på pallsalvene. Dette har gitt en sprengstoffbesparelse på vel 20 %.

Forsøk med databasert forekomstbeskrivelse er igangsatt.

Det er planlagt oppstart av tilredning til et nytt brytningsområde i 1993. Dette området skal være klart til produksjon i 1996 og kunne gi tilstrekkelig materiale for 30 års drift fremover. Utformingen av de store brytningsrommene byr her på spesielle utfordringer.

SUMMARY

Elkem Nefelin A/S has operated a nepheline syenite mine on the island of Stjernøy in northern Norway since 1961. Current ore production is about 550.000 tons/year.

The production method is somewhat unconventional, but very efficient.

Increased distance between drill holes has given about 20% savings in the use of explosives.

Introduction of computerised ore body description was started in 1991.

A new mining area has been engineered and will be ready for production in 1996. This area of the mine will give enough raw material for the next 30 years of production.

INTRODUKSJON

Nefelinsyenittforekomsten på Stjernøy utenfor Alta i Finnmark ble oppdaget i 1953 og produksjonen startet OPP I 1961 fra et lite anlegg med kapasitet på 15.000 tonn ferdigprodukt pr år.

Produksjonen har senere blitt gradvis utbygd til dagens omlag 350.000 tonn. Dette tilsvarer en rågodsbryting på omlag 550.000 tonn.

Bedriften har ca 125 ansatte på Stjernøy, 15 på hovedkontoret i Oslo, og 3 på salgskontoret i England.

Nefelinsyenitt er en kvartsfri, krystallinsk bergart som består av en blanding av feltspat og nefelin. På overflaten er den steiltstående forekomsten linseformet, ca 1700 m lang og med en maksimal mektighet på 300 m. Til nå er ca 9 mill tonn utdrevet, mens reservene er på omlag 300 mill tonn.

Produktene anvendes hovedsaklig i glass- og keramisk industri i Europa. Eksportandelen er på over 99.9 %.

UNDERJORDSDRIFTEN

Fig. 1 viser et tverrsnitt gjennom gruven.

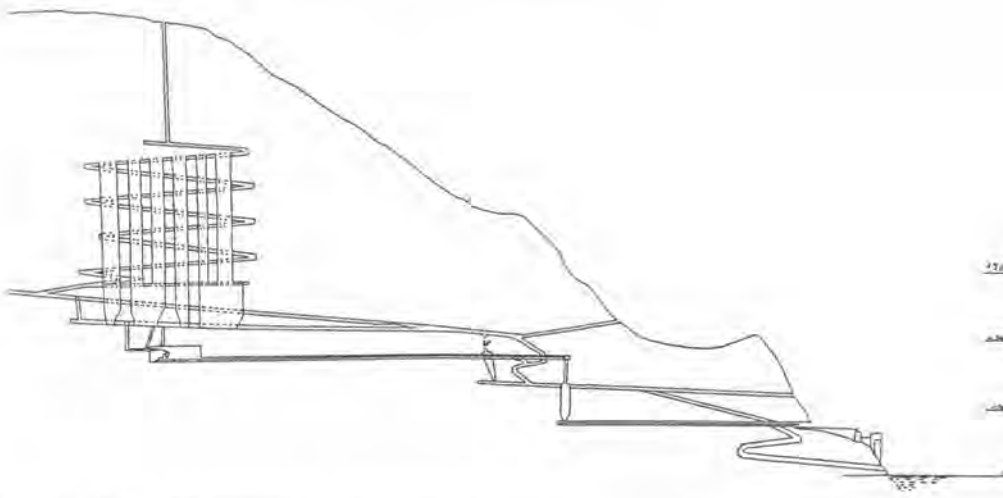


Fig. 1 Tverrsnitt gjennom gruven

Fra en gruveåpning 4 m.o.h fører en 2.5 km ort til knusestasjonen inne i fjellet. En spiral med stigning 1:8 fører videre opp til dagens brytningsområde 565 m.o.h. Fra produksjonsnivået bores det 45 m lange hull til de underliggende åpne brytningsrom. 15 meter brede pillarer skiller brytningsrommene. Fra et produksjonsnivå tas det ut 1.5 - 2 mill tonn rågods, og dette betyr at hvert nivå gir tilstrekkelig rågods for 3- 4 års produksjon.

All tilredning av forekomsten foregår i nefelinsyenitt. På denne måten unngår vi brytning av gråberg, og alle tilredningsmasser kan brukes i produksjonen. Omlag 25 % av produksjonen kommer fra tilredningsarbeidene, mens det resterende kommer fra palldriften.

SKIVEPALLBRYTINGEN

Når spiralen er drevet opp til et nytt produksjonsnivå lages det et antall tverrslag. Disse er ca 140 m lange. Deretter strosses det ut to 50 m lange og 25 m brede skiver som adskilles med en 25 m bred pillar. De utstrossede rommene er ca 6 m høye for å gi adkomst til pallriggen. Fig. 2 illustrerer et typisk produksjonsnivå.

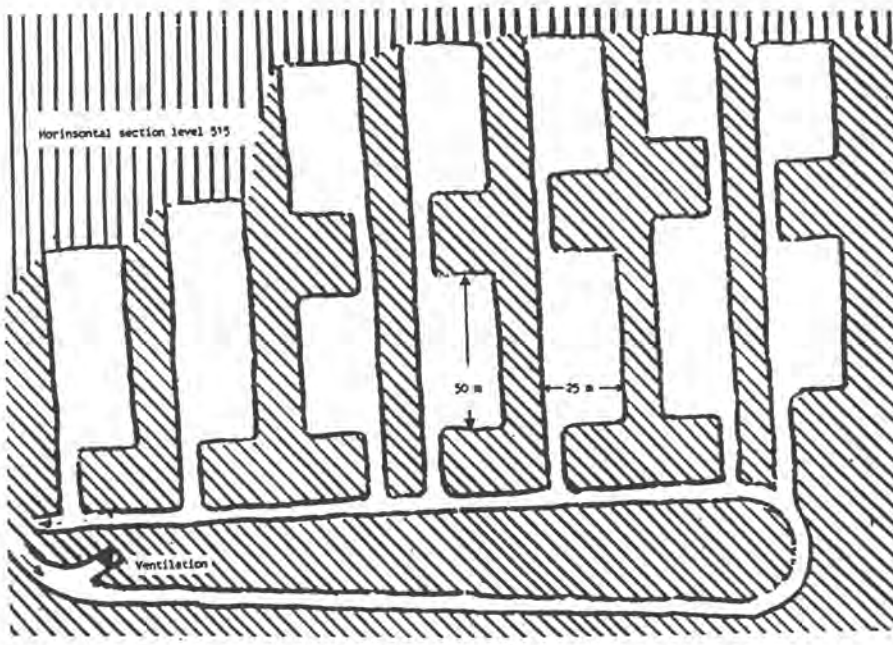


Fig. 2 Horisontalsnitt av produksjonsnivå 515

For å åpne skiven mot det underliggende nivå lages det en stigort i hvert rom. Det langhullbores en 45 m lang ort med 2x2 m tverssnitt. Stigorten sprenges nedenfra med 3-4 m i hver salve.

Selve produksjonsboringen foregår med vertikalt nedadrettede hull. Denne skiveavstanden har økt fra 30 til 45 m i løpet av de siste 15 år. Enkelte hull har vært oppimot 50 m lange. Borhullsavvik har ikke vært noe stort problem.

BORMØNSTER

Inntil 1985 ble produksjonsboringen foretatt med et 2,5 m kvadratisk bormønster med 62 mm hull, deretter ble det økt til 3 m med 76 mm hull. I 1992 har vi gått over til 3,5 m kvadratisk bormønster, mens hulldiamteren på 76 mm er beholdt.

På denne måten sparer vi 1 hull i bredden, og tonnasjen i hver salve øker fra ca 27.000 til 31.000 tonn. Dette gir en besparelse på vel 20 % sprengstoff pr tonn rågods, uten at dette går nevneverdig ut over fragmenteringen av godset.

KNUSING

En viss nedknusing foregår ved at de utsprengte massene faller ned fra produksjonsnivået på 565 til lastenivået på 200 m, men godset skal knuses videre. Godset lastes i en sjakt foran knusestasjonen inne i fjellet. Der går det gjennom to-trinns knusing i en Kue-Ken 200 kjefteknuser og en Symons 51/2 fots standard konknuser med en kapasitet på 250 tonn/time. Godset er da knust ned til en maks størrelse på 30 mm. Disse massene transporteres ca 500 m til en utsprengt silo i fjellet med en kapasitet på 7500 tonn. Videre transport til oppredningsverket skjer også med transportbånd.

Vi regner med å få 2 brytningsnivåer til før vi kommer så nær toppen av fjellet at vi må finne nye brytningsområder. En krone på ca 50 meter planlegges igjensatt.

DATABASERT FOREKOMSTBESKRIVELSE

I forbindelse med at vi nærmer oss toppen av fjellet måtte vi se på nye aktuelle brytningsområder. For å visualisere de aktuelle områdene ble det laget en datamodell av fjellet og forekomsten ved hjelp av AutoCad og AutoMiner. I første omgang ble omrisset av fjellet og forekomsten lagt inn, og deretter ble alternative områder vurdert.

Ved å sammenholde resultater fra diamanthullsboring med forekomstens geometri ble det funnet frem til et aktuelt område.

Datasystemet er foreløbig lite utbygget. Vi kan bruke det til tegning av gruvekart ved at innmålte punkter overføres fra regneark til DAK-programmet, og til beregning av tonnasjer på ulike nivåer i det nye området. Etterhvert tenker vi oss dette utbygget til å inkludere alle diamanthullsboringer og resultater av disse, samt resultater fra andre rågodsanalyser. På denne måten vil vi få større oversikt over forekomsten og gruvedriften slik at vi får et bedre beslutningsgrunnlag.

NYTT BRYTNINGSOMRÅDE

Et område nordvest for dagens, i forekomstens strøkretning anses som mest aktuelt for det nye brytningsområdet (Clausen 1991). Det er et mineralogisk bra område og vi vil kunne benytte mesteparten av dagens infrastruktur. Fig. 3 viser en skisse der det nye brytningsområdet er stiplet inn.

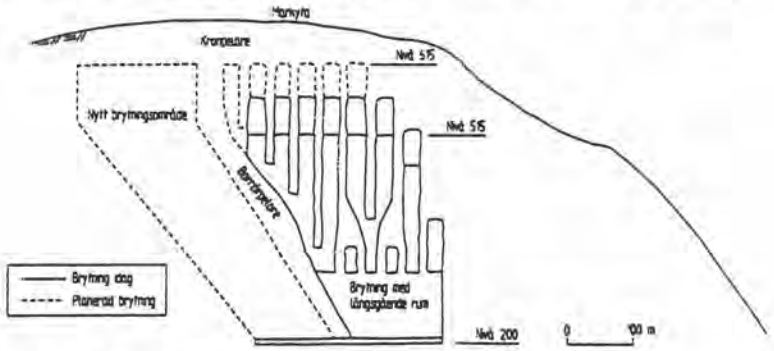


Fig. 3 Nytt og eksisterende brytningsområde. Etter Sjøberg, 1991.

På fig. 4 er det stiplet inn de påtenkte nye arbeidene på lastenivået. Transportstollen forlenges med ca 125 m og 2 nye lastetapninger må lages. I tillegg lages det en ort på stigning for å få forbindelse til stigort og en eksisterende ort som ligger noe høyere. Dette gjøres av hensyn til ventilasjonen på lastenivået.

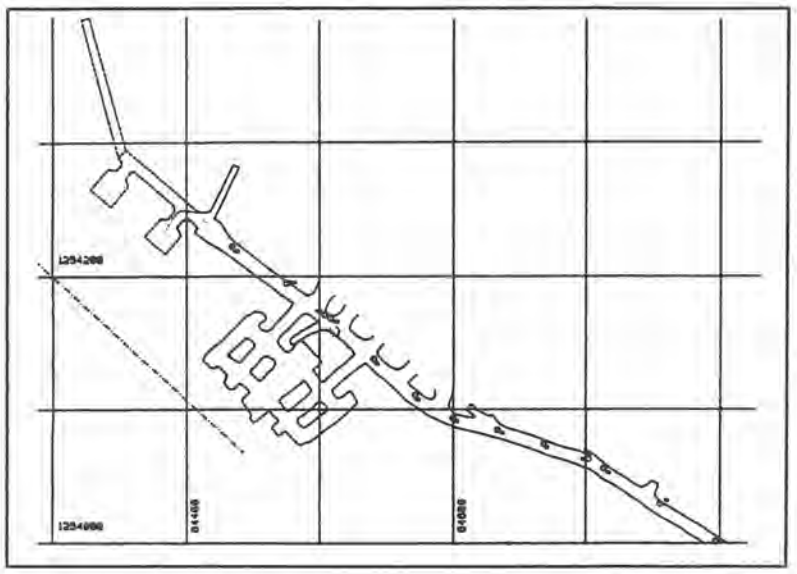


Fig. 4 Planskisse lastenivå

Videre benytter man eksisterende spiral for å få adkomst til de nye områdene. I hovedsak benyttes de eksisterende nivåene. På de lavest liggende nivåene vil godsmengden være relativt liten på grunn av forekomstens fall. Fig. 5 viser et snitt over kote 340 og fig. 6 viser kote 515. De illustrerer klart at utbrutt tonnasje vil øke etterhvert som vi kommer høyere opp.

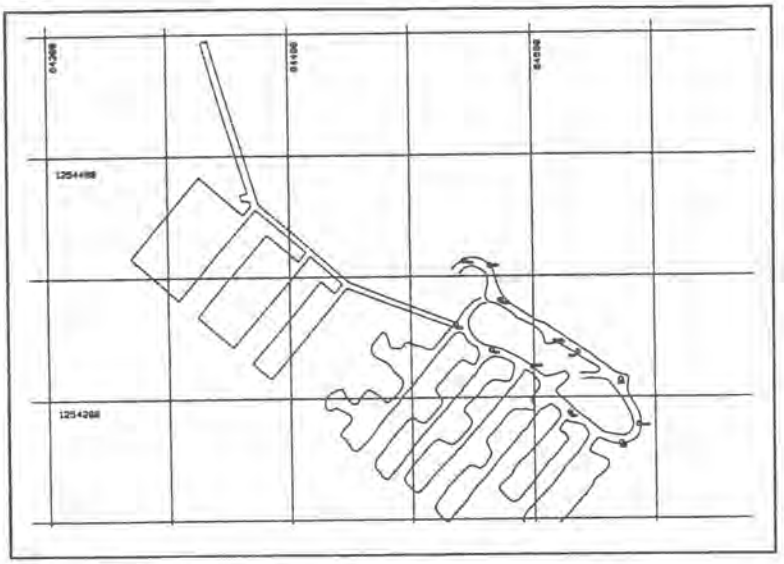


Fig. 5 Planskisse kote 340

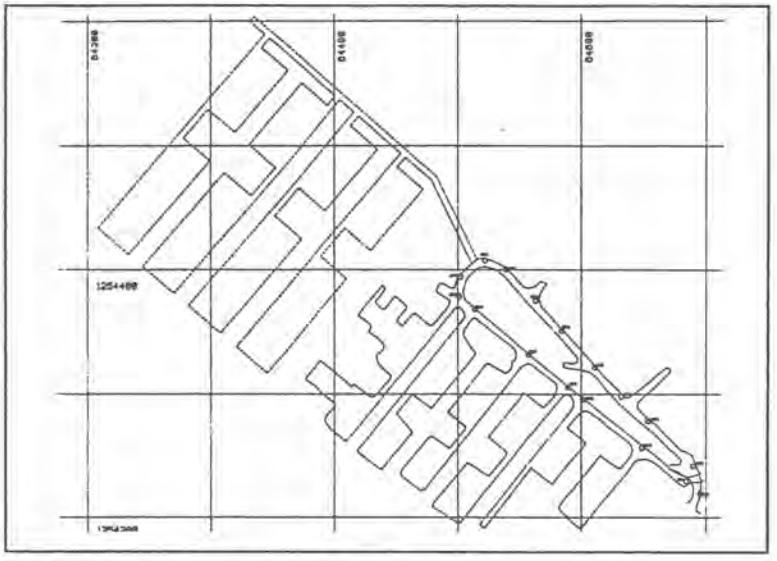


Fig. 6 Planskisse kote 515

Man ser fra disse figurene klart at tonnasjen som brytes øker kraftig etter som driften når høyere opp i gruven.

I fig. 7 er det laget en oppsummering av tonnasjer og antall bormetre på det nye brytningsnivået. Den beregnede totaltonnasje på 17.5 mill tonn skulle med dagens rågodsuttak rekke de kommende 30 år. Tilredning av området er planlagt å starte opp tidlig i 1993 slik at det vil være produksjonsklart i 1996.

Nivå	Ortdrift		Stigort	Pallboring	Sidestrossing		Sum
	meter	tonn	meter	tonn	m²	tonn	tonn
Lastenivå	125	15.000	0	0	480	8.000	23.000
Kote 270	200	15.000	114	300.000	2.800	45.000	360.000
Kote 340	490	38.000	130	1.000.000	8.500	135.000	1.173.000
Kote 380	620	50.000	180	1.800.000	15.000	230.000	2.080.000
Kote 420	880	70.000	320	1.700.000	15.000	230.000	2.000.000
Kote 465	1.000	80.000	360	2.450.000	16.300	260.000	2.790.000
Kote 515	1.000	80.000	330	2.500.000	18.300	300.000	2.880.000
Kote 565	1.150	90.000	420	2.700.000	20.000	310.000	3.100.000
Kote 615	1.150	90.000	420	2.700.000	20.000	310.000	3.100.000
Sum	7.650	528.000	2.274	15.150.000	116.380	1.828.000	17.506.000

Fig. 7 Totale tonnasjer og bormeter i det nye brytningsområdet

Det har også vært vurdert å bore langhullene med senk-bormaskin og 165 mm hulldiameter. I forsøk i Sverige (Ek, 1985) skal man ha boret 100 m lange hull på denne måten med et avvik på under 1 %. Vi kunne se for oss at vi på denne måten kunne øke avstanden mellom nivåene slik at vi bare boret fra hvert annet av dagens nivåer. Avstanden mellom nivåene ville da bli 90 -100 m. Vi antar imidlertid at stigortene mellom hvert nivå ville bli mer kompliserte og siden metoden dessuten forutsetter en større utstyrsinvestering anser vi foreløbig ikke dette som et aktuelt alternativ.

BERGMEKANISKE BETRAKTNINGER

Tildels opererer vi i denne planen for nytt brytningsområde med adskillig større brytningsrom enn det vi bruker idag. Mest ekstremt er det på nivå 380 som vist på fig. 9. Der er brytningsrommene opptil 40 m brede og 130 m lange.

Sjöberg (1991) har foretatt en beregning av disse rommenes størrelse. Generelt vil han ikke anbefale mer enn 100 meter lange rom, og på nivåer under nivå 340 bør de være adskillig mindre. En pilarbredde på 30 m anbefales også.

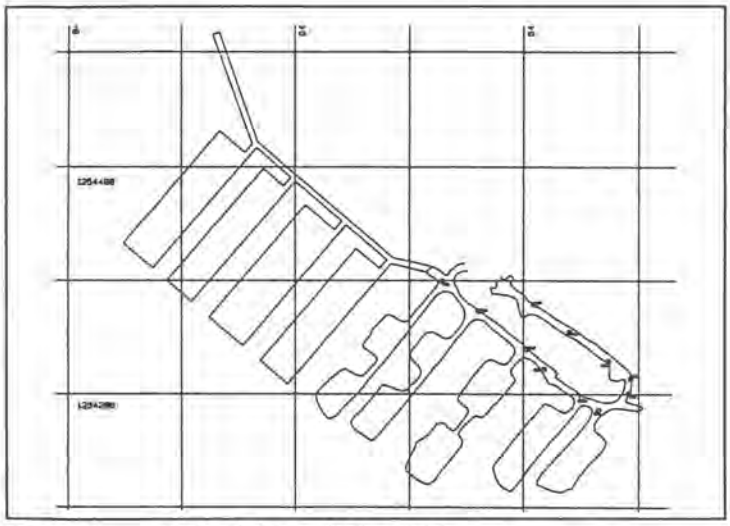


Fig. 8 Planskisse kote 380

KONKLUSJON

Når vi sammenholder disse simuleringene av bergtrykk med egen erfaring tror vi at dagens pilarbredde på 25 m kan beholdes uten problemer. Brytningsrommenes lengde bør forsøkes holdt godt innenfor den anbefalte grense på 100 m, og helst ikke overstige 80 m. Brytningsplanen for det nye området må derfor justeres i henhold til dette. Det vil innebære noe flere pillarer og dermed mindre rågods som kan tas ut. Mengden med tilgjengelig tonnasje i området blir da ca 15 mill tonn.

En ytterligere økning av hullavstanden i pallsalvene kan fremdeles tenkes, men vi frykter at vi fort får problemer med for mye storstein. For at vi skulle få særlig nytte av en slik økning måtte hullavstanden økes til over 4 m slik at vi sparte nok et hull i bredden.

REFERANSER

Clausen, C.: Planlegging av nytt brytningsfelt ved Elkem Nefelin. Intern rapport, 1991.

Ek, Å.: Grovhullsborrning i forskningsgruvan, Slutrapport, Forskningsstiftelelsen Svensk Gruvteknik, Kiruna, 1985.

Sjöberg, J.: Dimensionering av pelare med numerisk modellanalys vid Elkem Nefelin A/S gruva på Stjernøy. Avd. for Bergmekanikk, Tekniska Högskolan i Luleå, 1991.

13.1 FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1992

KVALITET AV SIKRINGSARBEIDER - PRESENTASJON AV RESULTATER FRA TO DIPLOMOPPGAVER UTFØRT HØSTEN 1991

Siv.ing. Geir Hafsaas, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
Siv.ing. Ole Kristian Birkeland, Statens vegvesen Oslo
Siv.ing. Tor G. Unneland, Statens vegvesen Akershus

Sammendrag

Det er utført kvalitetskontroll av polyesterforankrede- og fullt innstøpte bolter ved et tunnelanlegg, samt undersøkelser av forankringssystemene i laboratoriet. I tillegg er gamle og nye testmetoder for sprøytebetong vurdert.

Kvalitetskontrollen har avdekket dårlig kvalitet på den utførte boltesikringen. Laboratorietestingen viste at nøyaktighet i monteringen av boltesikring er viktig. Forsøk med nye testmetoder av sprøytebetong har gitt lovende resultater, og metodene bør videreutvikles.

Summary

A quality control of resin- and cement grouted rebars, used as rock reinforcement, has been undertaken in a Norwegian road tunnel. These reinforcement systems were also tested in the laboratory. Parallel to this, old and new methods regarding testing of shotcrete have been evaluated.

The quality control revealed poor quality of the rock reinforcement, laboratory studies show that accurate installation of rock bolts is important. New methods for testing of shotcrete show promising results, and these methods should be further developed.

INNLEDNING

Dette innlegget er basert på to diplomoppgaver utført høsten 91 ved Institutt for Geologi og Bergteknikk i samarbeid med Statens vegvesen Akershus, Vegdirektoratet og Veglaboratoriet.
Feltarbeidet ble utført på tunnelanleggene Vassum - Vinterbro og Granfosslinjen.
Laboratorieforsøkene er utført ved Veglaboratoriet og NTH.
Innlegget er delt i tre deler:

A) Polyesterforankrede bolter; kvalitetskontroll i felten og lab.forsøk.
B) Helt innstøpte bolter; kvalitetskontroll i felten og lab.forsøk
C) Testmetoder for sprøytebetong; seighetstesting, spenningsmålinger og ny metode for måling av heftfasthet.

DEL A. POLYESTERFORANKREDE BOLTER.

Denne delen beskriver først boltetypen, dernest kvalitetskontrollen på Vassum-Vinterbro, og til slutt blir resultatene fra laboratorieforsøkene presentert.

1. BESKRIVELSE AV BOLTETYPE OG INNSETTINGSPROSEDYRE.

Polyesterforankrede bolter er endeforankrede bolter som brukes både som arbeidssikring og permanent sikring, full forankringsstyrke oppnås ca. 10 minutter etter innsetting.
Forankringen er et tokomponent polyesterlim, som leveres i en plastpatron.

Figur 1.1 Ørstabolt og polyesterpatron

Polyesterpatronen gir en god og sikker forankring hvis polyesterlimet blandes riktig, innsettingsprosedyrene må derfor følges nøye.

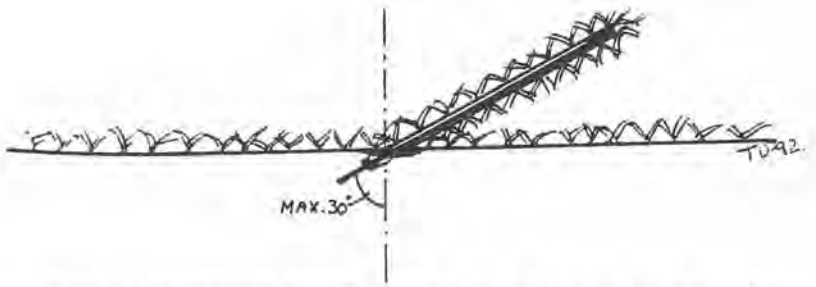
1.1 Innsettingsprosedyre fra Ørsta Stålindustri as

1 Borhullet må være tilpasset bolt- og patronstørrelse. Hullet bores 50-150 mm kortere enn bolten.
2 Patronen føres inn i hullet ved hjelp av bolten.
3 Bolten roteres og mates sakte gjennom polyesterpatronen. Passende roteringstid/innmatingstid er ca. 30 sek. Rotasjonshastighet bør være 300-400 o/min.
4 Bolten låses med et renskespett og drillen reverseres av bolten.

Lagringstid og temperatur er også viktig, se kapittel 3.

1.2 Hva skjer ved feil utførelse?

For langt borhull: Bolten når ikke inn i hele polyesterpatronen og full forankring oppnås ikke.
Underrotering: Limet blandes ikke godt nok og herder aldri.
Overrotering: Bolten roteres etter at herdeprosessen er igang, dette ødelegger kontakt mellom lim og bolt. (sprekker, knusing).
Reversering av drill uten at bolten holdes i ro: Samme resultat som ved overrotering.
For tidlig forspenning: Samme resultat som ved overrotering.
Vinkelavvik mellom bolten og fjelloverflatens loddlinje, max. 30°, se figur 1.2.



Figur 1.2 Vinkelavvik mellom innsatt bolt og fjelloverflatens loddlinje

2 RESULTATER FRA KVALITETSKONTROLL PÅ VASSUM - VINTERBRO

2.1 Visuell kontroll av innsetting

Innsettingsprosedyren er fulgt opp fra boring av boltehull til forspenning av boltene. Følgende punkter ble kontrollert :

- Borhullslengde og retning
- Rotasjonstid
- Forspenning, tid mellom innsetting og forspenning

De første månedene ble det ikke alltid brukt avstandsboks i bommen ved boring av boltehull. Dette ble påpekt og etter et opplæringsmøte med O.Nes fra Ørsta Stålindustri as brukte alle lagene boks.
De påfølgende tre ukene ble innsettingsprosedyren studert på 126 bolter. Det ble lagt vekt på at innsettingen skulle være utført etter prosedyrene fra Ørsta Stålindustri as, se kap.1.1. Korrekt rotasjonstid ble lagt mellom 25-35 s.
Tabell 2.1 viser resultatene fra den visuelle kontrollen.

	RESULTATER FRA VISUELL KONTROLL AV BOLTEINNSETTING:					
				ROTASJONSTID:		
LØP	ANTALL BOLTER	RIKTIG HULL-LENGDE	FORSPENT ETTER 5 MIN.	<25	25-35 (s)	>35
VASSUM	27	27	27	3	19	5
VINTERBRO	99	91	93	6	71	22
TOTALT	**126 100%**	118 94%	120 95%	9 7%	90 72%	27 21%

Tabell 2.1

Resultatene fra studiet av innsettingsprosedyrer viser at 29% av boltene hadde en eller flere feil i henhold til forskriftene fra Ørsta Stålindustri as. Hovedgrunnen var avvik fra foreskrevet rotasjonstid.
Andre grunner til at forskriftene ikke ble oppfylt var:

- For lange borhull.
- Forspenning av bolten før polyesteren hadde fått herdet i 5 minutter.

2.2 Etterkontroll, forankringsstyrke og visuell kontroll

Ved hjelp av boltejekk fra Ørsta Stålindustri as ble bolter i hengen prøvetrukket. Av forskjellige årsaker kunne ikke alle boltene trekkes, disse ble kun kontrollert visuelt. Bolter som var satt inn i svært dårlige partier ble bare prøvetrukket til 50 kN, alle andre bolter ble trukket til 90 kN.

Følgende punkter ble kontrollert :

- Forankringsstyrke ved hjelp av prøvetrekking.
- Forspenning ved hjelp av prøvetrekking og enkelte ganger manuelt.
- Boltens retning.

I områdene som er undersøkt står det totalt 306 bolter, av disse ble 284 (93%) kontrollert og 202 (66%) prøvetrukket.
De resterende 82 boltene ble bare kontrollert visuelt. Den visuelle kontrollen ble utført ved at det ble sjekket om mutteren var trukket til, og om retningen på bolten var riktig. Tabell 2.2 viser resultatene fra etterkontrollen.

BOLTETREKKINGSRESULTATER FRA DE FIRE STUFFENE:				
LØP:	KONTROL-LERTE	PRØVE-TRUKKETE	VINKEL >30°	BRUDD I FORAN-KRING
VASSUM	119	86	35	20
VINTERBRO	165	116	24	5
TOTAL:	284 (100%)	202 (71%)	59 (21%)	25 (9%)*

** 9% av de kontrollerte tilsvarer 12% av de provetrukkete.*

Tabell 2.2

Totalt var det 12% av de prøvetrukkete boltene som fikk brudd i forankringen, bruddstyrken varierte fra 0 til 70 kN. Hovedtyngden av bruddene kom mellom 20-40 kN. Disse boltene ble trukket helt ut og undersøkt.

I 18 tilfeller var forankringslengden for kort, dette skyldes for lange borhull. Dette er etter forfatternes mening den farligste feilen, men den er lett å unngå ved å bruke avstandsboks ved boring.

I 15 tilfeller var polyesteren ikke herdet, dette skyldes for kort rotasjonstid.
Brudd mellom lim og bolt ble registrert på 8 bolter, dette skyldes rotering av bolten etter at herdingen har startet. Det er 3 mulige årsaker til dette:

1. For lang rotasjonstid.
2. Reversering av drillen uten å holde bolten igjen.
3. For tidlig forspenning.

Forspenningen ble også målt under prøvetrekkingen, ingen av boltene hadde høyere forspenning enn max. 30 kN, og 11% av boltene hadde helt løse skiver. Hovedgrunnen til at boltene hadde helt løse skiver er trolig at de aldri var blitt strammet.

Av de 59 tilfellene der vinkelen mellom fjellets loddlinje og bolt var større enn 30°, var boltene vinklet mot stuff i de aller fleste tilfellene. Dette kommer av at stuff-lagene ikke har tatt seg tid til å flytte borriggen mellom boringen av bolterastene.
Det store vinkelavviket mellom fjellets loddlinje og bolt (>30°) fører til at boltene ikke kan forspennes så mye som ønskelig (kula passer ikke inn på skiva), og de kan bli utsatt for skjærspenninger i tillegg til strekkspenninger.

2.3 Konklusjon

Kvaliteten på de innsatte boltene var svært dårlig. Det er to hovedgrunner til dette dårlige resultatet:

- Mangelfull opplæring og oppfølging fra entreprenørens side.
- Negativ innstilling til boltetypen fra montørens side.

Det var helt klart fra starten at stuff-lagene var skeptiske til polyesterforankrede bolter, de mente det var for mye usikkerhet med innsettingsrutinene. Negativ innstilling til boltetypen er en konsekvens av mangelfull opplæring og oppfølging fra entreprenørens side.

Etter at forfatterne avsluttet sin kvalitetskontroll forbedret utførelsen seg betraktelig. Denne forbedringen kan etter forfatternes mening i hovedsak tilskrives den opplæringen stuff-lagene fikk av O. Nes fra Ørsta Sålindustri as, og fokuseringen på problemene som den store feilprosenten skapte.

3 RESULTATER FRA LABORATORIEFORSØK

Fra ulike tunnelanlegg har det fra tid til annen vært klagd på at forankring med polyesterpatroner ikke gir tilstrekkelig forankring. Tidligere undersøkelser har vist at dette oftest skyldes feil montering , men ved enkelte anlegg kan dettte også skyldes feillagring, med redusert kvalitet på selve polyesterpatronene.

3.1 Beskrivelse av forsøket

Bolter er polyesterforankret, samtidig som monteringsprosedyren og/eller de tilstedeværende forholdene tilsiktet er variert.

Det ble også satt i gang et lagringsprogram for å se hvordan polyesterpatronene reagerer på lagring ved varierende tid og temperatur. Disse polyesterpatronene er senere montert inn etter en bestemt prosedyre.

Kamstålbolter, "ørstabolter"(kamstålbolter forsynt med blandefjær) og "gastabolter"(kåmstålbolter, forsynt med blandepropeller) er polyesterforankret i stålrør, samtidig som herdetemperaturen er målt. Herdekurver som fremkommer skal beskrive kvalitet på polyesterpatronene.

Prøvetrekking av forankringen (lengde 15 cm) etter at polyesteren er herdet, er gjort for å sammenligne uttrekkskurver og herdekurver, samt å undersøke hvordan monteringsproblemer og ytre omgivelser virker inn. Ved uttrekksforsøkene har samtlige forankringer røket mellom polyesteren og bolten.

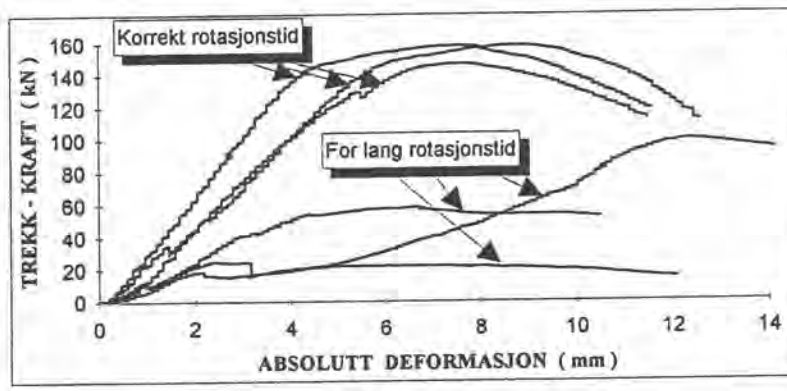
Det er også undersøkt 12 utborede bolter fra Vallaviktunnelen. Resultatene fra denne undersøkelsen ble gitt på fjorårets konferanse, og tas derfor ikke med her.

3.2 Resultater

Det er polyesterforankret i alt 85 bolter i laboratoriet. Resultater fra noen av forsøksseriene vises nedenfor.

Ved tilsiktet å overrotere (rotere så lenge at drillen begynner å gå tyngre) under monteringen er følgende uttrekkskurver fremkommet under prøvetrekking med "gastabolten", figur 3.1. For å få et sammenligningsgrunnlag er uttrekkskurver for korrekt innsatte bolter tatt med.

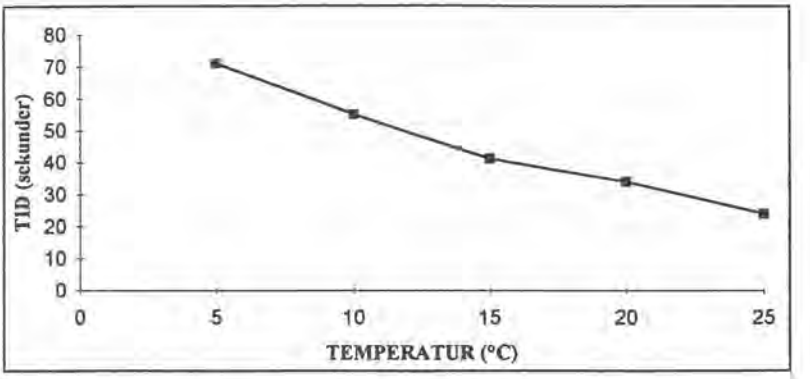
Det går frem av kurvene at en overrotasjon gir redusert forankringsstyrke.



Figur 3.1 Uttrekkskurver for korrekt og for lang rotasjonstid.

På bakgrunn av registrering av for lang rotasjonstid ved polyesterforankring under ulik temperatur og montering med "gastabolten" kan det settes opp følgende sammenheng, se figur 3.2.

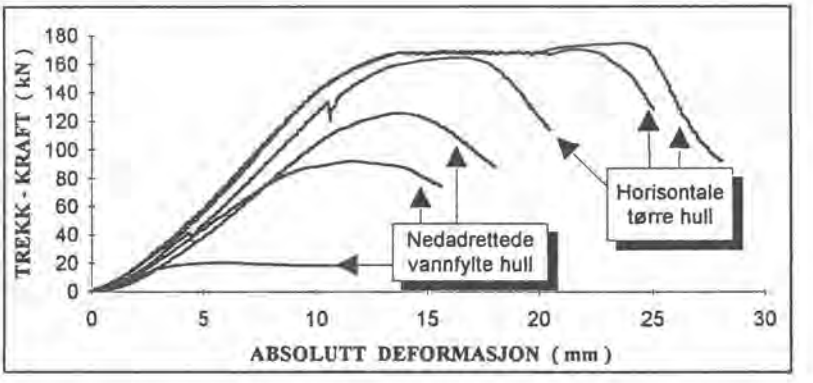
Utvalget er svært lite og figur 3.2 skal bare vise at optimal rotasjonstid ved bruk av polyesterpatroner er svært temperaturavhengig. Brukstiden (stivnetiden) vil kunne variere noe med innmatingsutstyret og operatøren (rotasjonshastighet og penetrasjonshastighet).



Figur 3.2 Registrert brukstid ved ulike temperaturer

Det er også polyesterforankret bolter i vannfylte rør. Resultater fra uttrekksforsøk er vist på figur 3.3.

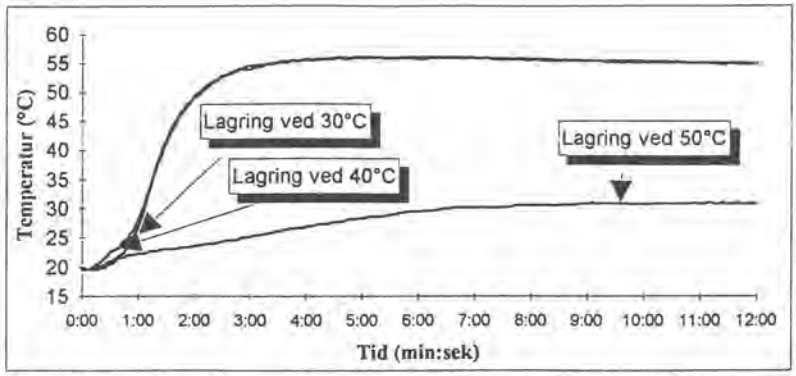
Resultatene viser at forankringsstyrken kan reduseres i vannfylte hull.



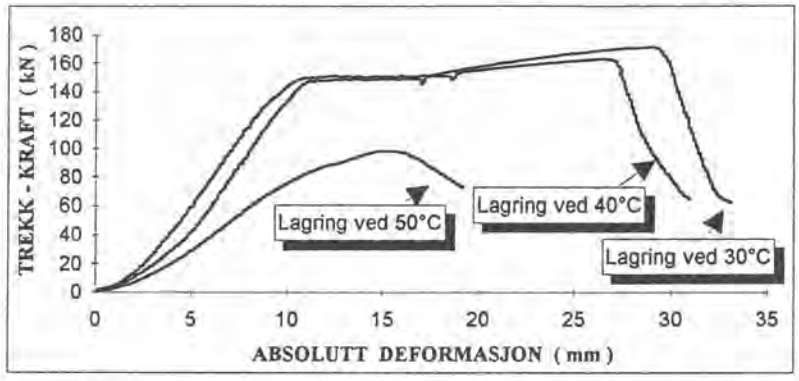
Figur 3.3 Uttrekkskurver for vannfylte og tørre hull.

Det ble satt inn "Ørstabolter" som hadde vært lagret i 21 døgn ved ulike temperaturer. Herdekurver som fremkom ved montering, og uttrekkskurver som fremkom ved prøvetrekking er vist på figur 3.4 og figur 3.5.

Resultatene fra herdeforsøkene viser at polyesterpatronenes herdeevne forringes ved lagring i høye temperaturer over tid. Leverandøren anbefaler at polyesterpatronene skal lagres kjølig (holdbarhet 1 år ved 20C). Polyesterpatronene bør f.eks ikke lagres i en (mørk) container som står ute om sommeren.



Figur 3.4 Herdekurver for polyesterpatroner som er lagret i 21 døgn ved ulike temperaturer.



Figur 3.5 Uttrekkskurver for prøvetrekking av ørstabolter som er montert med polyesterpatroner ved ulik lagringstemperatur.

3.3 Konklusjon

For lang rotasjonstid gir redusert forankringsstyrke. Optimal rotasjonstid er svært avhengig av forhåndstemperaturen på polyesterpatronene.

Polyesterforankring av bolter i vannfylte hull har gitt redusert forankringsstyrke.

En laboratoriemetode som går ut på å måle herdetemperaturen som funksjon av tiden ved polyesterforankring av bolter i stålrør har vist seg å gi lovende resultater for kvalitetstesting av polyesterpatroner.

Polyesterpatronene forringes ved lagring over tid, og høye temperaturer øker hastigheten på denne prosessen. Lagring av polyesterpatronene må gjøres etter anvisning på eskene (holdbarhet normalt ett år ved 20°C).

DEL B. HELT INNSTØPTE BOLTER

Denne delen beskriver først innsettingsprosedyren til boltetypen, dernest kvalitetskontroll på Vassum-Vinterbro og til slutt resultatene fra laboratorieforsøkene.

1 BESKRIVELSE AV BOLTETYPE OG INNSETTINGSPROSEDYRE

Helt innstøpte bolter brukes hovedsaklig som permanent sikring. Det er en forutsetning at hele bolten blir omhyllet av mørtel, dels på grunn av korrosjonsbeskyttelsen men også for å oppnå maksimalt samvirke mellom berg og bolt.

For å oppnå god kvalitet på innfesting av helt innstøpte bolter, er det viktig at innsettingsprosedyrene følges nøye.
Det ble ved denne kontrollen, som ved kontrollen av polyesterforankrede bolter, lagt vekt på om prosedyrene fra Ørsta Stålindustri as ble fulgt :

- Borhullet bores minst like langt som bolten.
- Hulldiameteren bør være 8-15 mm større enn boltediameteren.
- Mørtelkonsistensen skal være kremaktig.
- Slangen føres helt inn i bunnen av borhullet og trekkes sakte ut etter hvert som hullet fylles med mørtel.
- Bolten presses sakte inn i hullet.
- I vertikale hull bør bolten låses med en kile for at den ikke skal sige.

2 RESULTATER FRA KVALITETSKONTROLL PÅ VASSUM - VINTERBRO

Følgende punkter blir tatt opp:

- Visuell kontroll av innsetting.
- Etterkontroll, utboring.

2.1 Visuell kontroll av innsetting

Innsetting av helt innstøpte bolter ble studert på et parti på 300 bolter på Vinterbro siden. Boltene var en del av det første partiet satt inn for permanent sikring.
Prosedyrene til stuff-lagene var som følger:

1. Borhullet ble gyst med mørtel, fra bunnen og ut.
2. Mørtelen som ble brukt var tynn.
3. Operatøren bøyde bolten, for at den ikke skulle sige ut av hullet.
4. Bolten ble skjøvet inn i hullet, med skive påmontert.

Boltene som ble satt inn var Ø20x3000 mm varmforsinkede kamstålbolter, i Ø45 mm borhull. Den tynne mørtelen og det faktum at boltene ble bøyd før innsetting ble tatt opp med formann og operatør.

De hevdet at dette var vanlig innsettingsprosedyre, og at slik hadde de alltid gjort.
Bøying av bolten for å få den til å stå fast i borhullet, ble ikke gjort på Vassum-siden.
På denne siden kilte de boltene med trekiler etter innsetting.
Effektiviteten på arbeidet var stor, det ble satt inn 28 bolter på 30 minutter.

2.2 Etterkontroll

Etterkontroll av helt innstøpte bolter kan gjøres på to måter:

- Utboring av bolter.
- Boltometertesting.

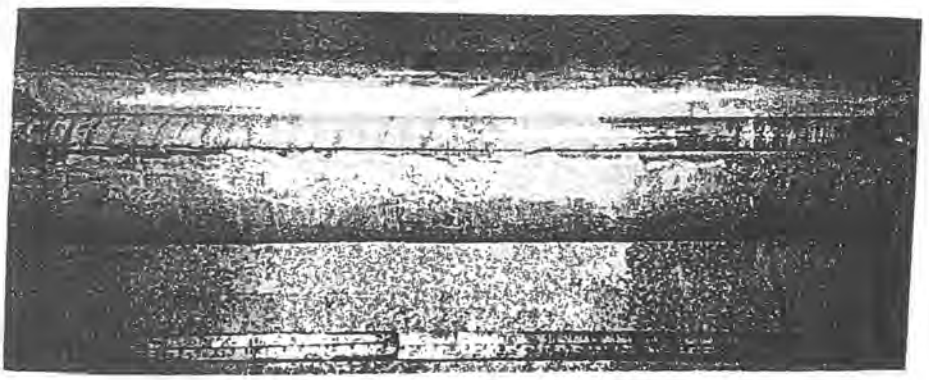
2.2.1 Utboring

Entreprenørservice a/s ble leid inn for å bore ut boltene.
Boltene ble boret ut i det samme området som var blitt kontrollert under innsetting av de helt innstøpte boltene,
Det ble forsøkt å bore ut 3 bolter, men utboringen var bare vellykket for 2 bolter.

Bolt nummer 1.

Bolten ble overboret etter ca. 2 m. Borkjernen som kom ut var intakt , se figur 2.1.
Inspeksjon av borkjernen viste også at bolten ligger inn mot hullveggen fra 1.65 m og inn til 2.0 m. Dette er like innenfor den knekken som operatøren laget på bolten før montering.
Bare **25%** av boltelengden var helt omhyllet av mørtel.

Bolt nummer 2.
Bolten ble boret over etter 1.95 m. Inspeksjon av denne kjernen viste at knekkpunktet, laget av operatøren, lå ca. 1 m inne i fjellet. Denne knekken gjorde at bolten innenfor lå inn mot borhullet.
Bare **30%** av boltelengden var helt omhyllet av mørtel.



Figur 2.1 Bolt nr.1 Den innerste meteren.

2.2.2 Boltometertesting

Boltometertestingen ble utført av Resconsult a.s. Boltometertesting består av at en impulsgiver sender ut pulser av ultralyd gjennom bolten, disse pulsene som går gjennom bolt og mørtel, registreres i en mottaker. Mottakeren er koplet til en skriverenhet, som skriver ut registreringene.
Boltometertesting av 17 bolter satt inn på Vinterbro-siden (etter at diplomarbeidet var ferdig) ga følgende resultater:

- 13 bolter (76%) ble klassifisert som bra bolter.
- 4 bolter (24%) ble klassifisert som bolter med redusert funksjon.

De 4 boltene som ble klassifisert som bolter med redusert funksjon, var bolter hvor det var satt spørsmål til tykkelsen på boltemørtelen. Testen viste at denne hadde vært for tynn.

2.3 Konklusjon

Resultatet fra den visuelle kontrollen av innsettingen av helt innstøpte bolter viste at prosedyrene fra Ørsta Stålindustri as ikke ble fulgt på 3 av 5 punkter. Feilene som ble gjort var følgende:

- Boltemørtelen var for tynn.
- Gyseslangen ble trukket for fort ut av hullet.
- Bolten ble ikke kilt fast i hullet på foreskrevet måte.

Utboringen av de 2 boltene viste konsekvensen av de feilene som ble gjort under utførelsen. Boltene har ingen funksjon som fjellsikring.

Det er to hovedgrunner til det dårlige resultatet:

- Avlønning etter kvantitet og ikke etter kvalitet.
- Mangelfull oppfølging fra entreprenørens side.

Resultatene fra boltometertestingen viste bra overenstemmelse med observasjonene fra innsettingsprosedyrene.

Kvalitetskontroll av innsettingsprosedyrene, utført i september/oktober-92 har vist svært bra utførelse.

3 INNSTØPING I LABORATORIET

Åpen heftsone mellom bolt og mørtel ved innstøping av varmforsinkede bolter.

Det er tidligere påvist at heftfastheten for varmforsinket armering kan reduseres betraktlig ved bruk av en sement med lavt kromatinnhold, mens en ikke får tilsvarende reduksjon av heftfastheten ved bruk av høyt kromatinnhold.

Etter at arbeidsdirektoratet f.o.m. 1/7-88 satte krav til maksimalt innhold av løslige kromatforbindelser i sement til 2 mg/kg sement (all norsk sement dekromatiseres) har problematikken med innstøping av varmforsinkede bolter derfor blitt forsterket.

3.1 Beskrivelse av forsøket

Det ble foretatt innstøping i laboratoriet for å undersøke problematikken, og eventuelt visualisere denne.

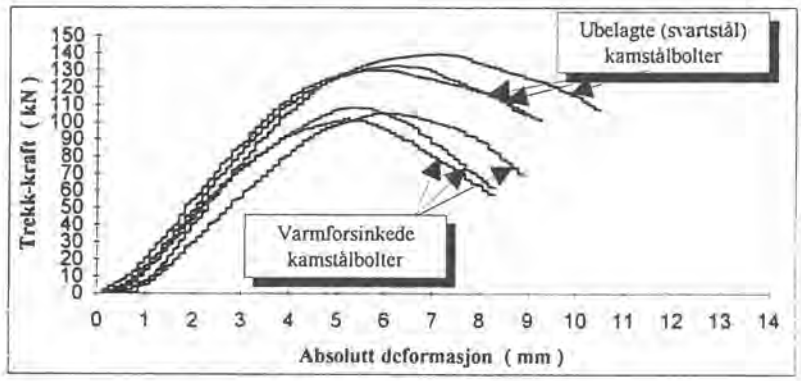
Ubelagte (svartstål) kamstålbolter er støpt inn med ulike fabrikkproduserte mørtelprodukt.
Varmforsinkede kamstålbolter er støpt inn med tilsvarende produkter. Boltene er senere preparert til en forankringslengde på 10 cm og prøvetrukket i trekk-benk.

Det er også tilvirket planslip for to av forankringene, henholdsvis forankring med en ubelagt og en varmforsinket bolt (planslipene er støpt inn i fluoriserende middel og avfotografert med UV-belysning; åpninger, sprekker og porer vil da opptre som lyse partier på bildene).

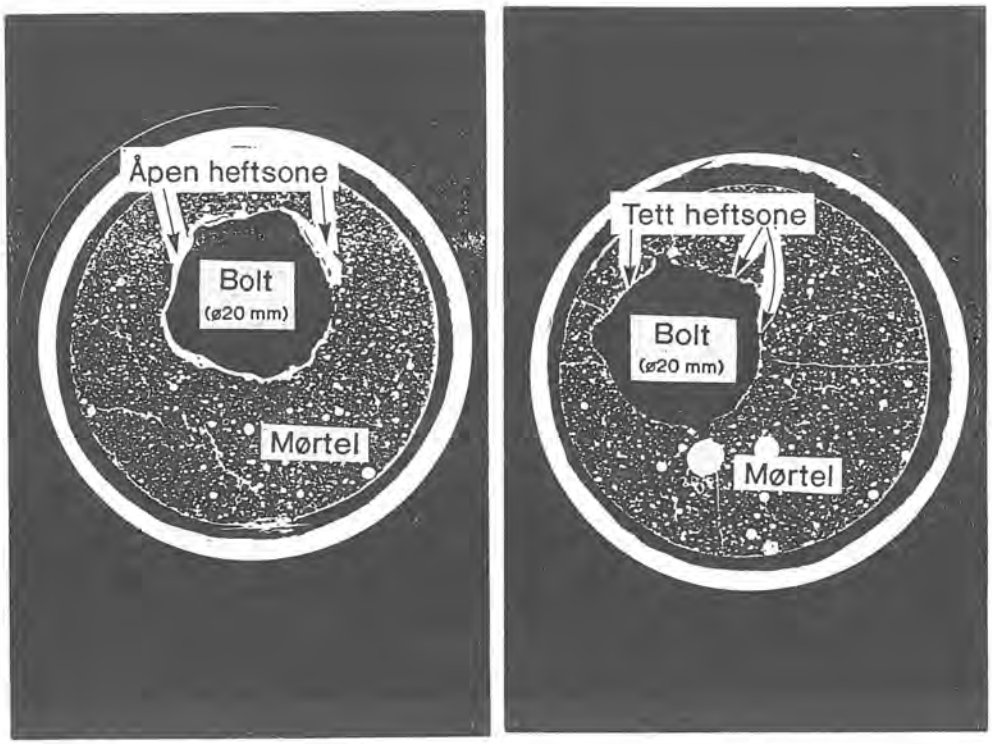
3.2 Resultater

Allerede før prøvetrekkingen kunne en observere at de varmforsinkede boltene var svakt løse (boltene hang bare fast på kammene på 10 cm forankringslengde).

Nedenfor vises resultater fra uttrekksforsøk, figur 3.1., samt bilder tatt på tvers av forankringen figur 3.2 og figur 3.3.



Figur 3.1 Uttrekksforsøk for mørtelinnstøpte kamstålbolter med og uten varmforsinking.



Figur 3.2 Åpen heftsone for varmforsinket, innstøpt kamstålbolt og tett hetftsone for ubelagt kamstålbolt.

Uttrekksforsøkene viser ca 20 % redusert forankringsstyrke for varmforsinkede kamstålbolter.

Planslipbildene viser at reaksjonene har vært så kraftige at det ikke er heft mellom stål og mørtel og at uttrekksforsøkene derfor bare indikerer friksjonskrefter.

En helt innstøpt bolts virkemåte er som kjent å ta opp deformasjoner i bergmassen. Dersom forankringen er noe løs vil bevegelser i bergmassen kunne føre til at eksisterende sprekker i berget åpner seg. Dette vil resultere i reduserte friksjonsspenninger på sprekkene.

Dersom bergsprekkene åpner seg kan dette føre til økt vanntilstrømning på bergsprekkene og mellom bolt og mørtel. Vanntilstrømning på bergsprekkene kan føre til økt sprekkevannstrykk, med ytterligere reduksjon av bergsprekkenes friksjonsspenninger.

Vanntilstrømning mellom bolt og mørtel kan føre til økt korrosjonshastighet og langtidsvirkningene må sies å være lite tilfredsstillende.

3.3 Konklusjon

Forsøkene i laboratoriet viser at det skjer en reaksjon mellom fersk mørtel og varmforsinkede bolter, og at det dannes en åpen heftsone mellom bolten og mørtelen.

Varmforsinkede bolter støpt inn med dekromatisert mørtel vil føre til at bolten mister sin tiltenkte virkemåte.

Tiltak for å imøtekomme problematikken vil kunne være:

- Bruk av spesialmørtel, tilsatt krom
- Boltene behandles med kromatforbindelse
- Pulverlakkering med epoxy utenpå varmforsinkingen

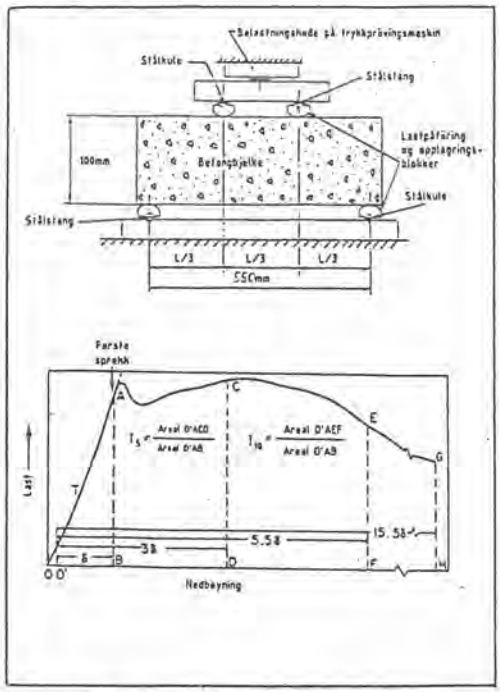
DEL C TESTMETODER FOR SPRØYTEBETONG

1 TESTING AV SEIGHET OG BØYESTREKKFASTHET PÅ VASSUM-VINTERBRO

Bruddenergi eller seighet og bøyestrekkfasthet er viktige parametre for bruddstyrken til sprøytebetongen. Disse parametrene kontrolleres ved bjelketesting.
Kravene til sprøytebetongen på Vassum-Vinterbro var omfattende. Betongkvaliteten skulle være C40, miljøklasse MA, fiberinnhold minimum 50 kg/m^3 og det skulle være utvidet kontroll. I tillegg var det krav til bøyestrekkfasthet og bruddenergi (i form av seighetsindekser) for den stålfiberarmerte sprøytebetongen.
Alle krav var etter 7 døgn:

Trykkfasthet	σ_c = 18.4 MPa
Bøyestrekkfasthet	σ_b = 5.0 MPa
Seighetsindeks	I_{30} = 22.5

Det er bjelketestingen som blir omtalt her, de oppnådde trykkfasthetene var tilfredstillende. Bøyestrekkfasthet og seighetsindeks ble bestemt ved testing av bjelker ut i fra ASTM C1018-85, se figur 1.1.



Figur 1.1 Prinsipp for bjelketesting og definisjon på seighetsindekser ut i fra last-deformasjons diagram.

Bøyestrekkfastheten regnes ut i fra bruddlasten ved første riss .
Seighetsindeksen beregnes ut i fra areal under last-deformasjonskurven, se figur 1.1.
På Vassum-Vinterbro var det krav til seighetsindeks I_{30}.

$I_{30} = A_{15.5\delta} / A\delta$
δ = Deformasjon ved første riss
A_δ = Arealet OAB under kurven
$A_{15.5\delta}$ = Arealet OAGH under kurven

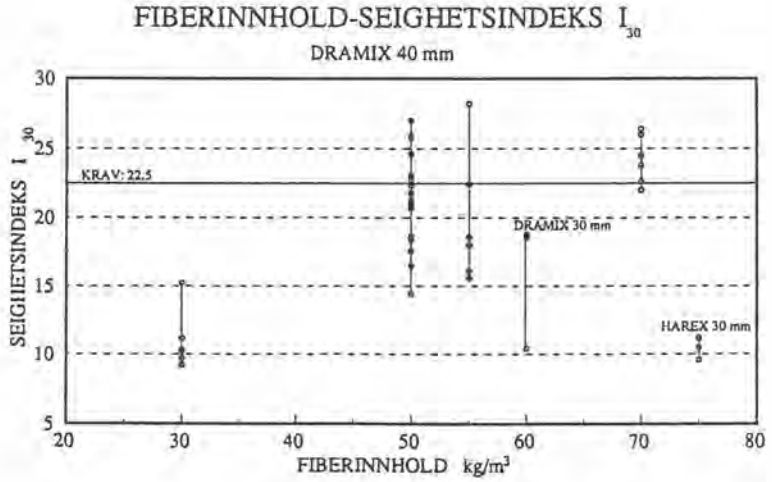
1.1 Resultater

Fra 1/7-91 og frem til 1/12-91 ble det testet 42 bjelkeprøver for testing av bruddenergi og bøyestrekkfasthet. All testing er gjort etter 7 døgn, bortsett fra 3 bjelkeprøver som ble testet etter 14 døgn.

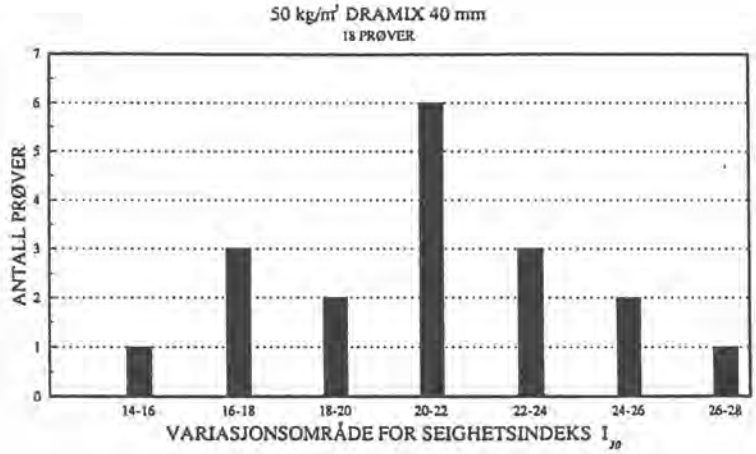
Bruddenergi ved seighetsindeks
Fiberlengden viste seg å være av stor betydning for bruddenergien etter første riss.
Entreprenøren fikk til slutt godkjent en resept med 50 kg/m^3, Dramix
40 mm stålfiber.
Figur 1.2 og 1.3 viser resultatene fra seighetstestingen.

Kun **26%** av prøvene klarte kravet til I_{30} . Repeterbarheten på testene var dårlig, det viser en sammenligning av resultater fra 18 prøver med 50 kg/m^3, 40 mm Dramix fiber, se figur 1.3. Middelverdi og standardavviket for de 18 sammenlignbare prøvene ble :

Middelverdi for I_{30} = 20.89
Standardavvik for I_{30} = 3.17



Figur 3.4 Resultat fra alle 42 prøvene



Figur 3.5 Spredning i resultat for 18 prøver med 50 kg/m^3, 40 mm Dramixfiber

Bøyestrekkfasthet σ_b
Kravet til bøyestrekkfasthet på 5.0 MPa ble oppnådd for 93% av prøvene.
Fiberinnholdet hadde tilsynelatende ingen innvirkning på bøyestrekkfastheten.
For alle de 42 prøvene ble :

- Middelverdien for σ_b = 5.99 MPa.
- Standardavviket for σ_b = 0.57 MPa.

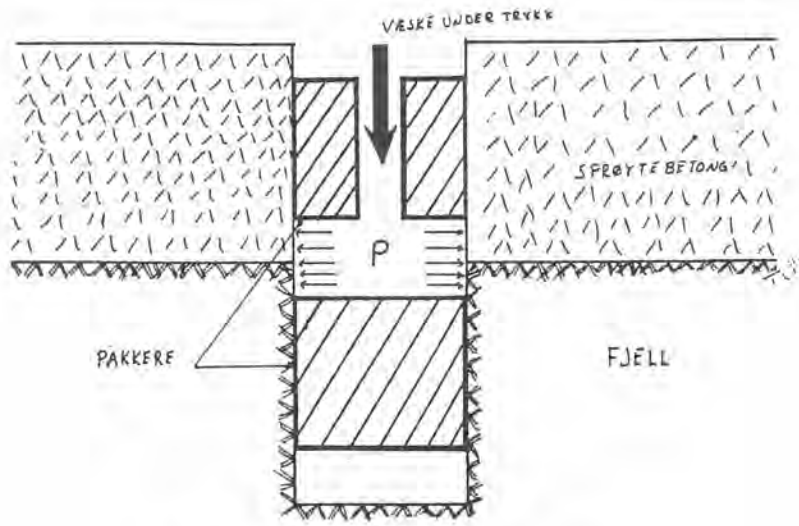
1.2 Konklusjon
Resultatene fra bjelketestingen viser at repeterbarheten til metoden er dårlig, spesielt for seighetsindeksen I_{30}. Dette viser at det er et stort behov for å forbedre metoden, det er for mange usikkerhetsfaktorer som spiller inn i dag.
Kravet til seighetsinndeks var trolig også satt noe høyt.

2. NY METODE FOR MÅLING AV HEFTFASTHET - HYDRAULISK SPLITTING

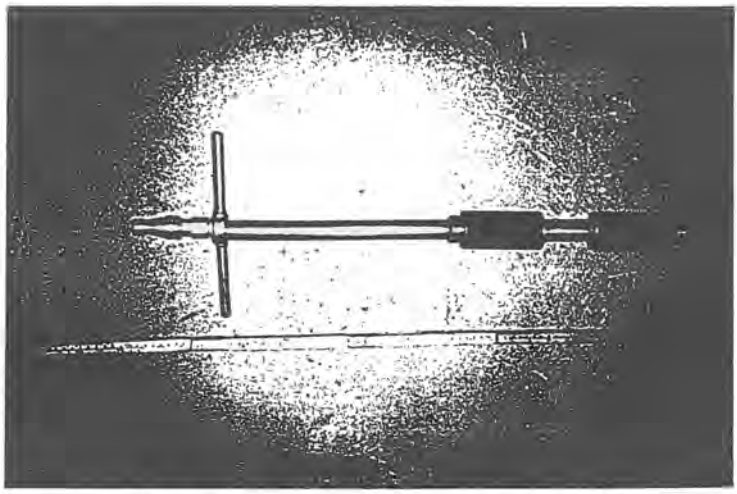
Heftfasthet er en viktig parameter for styrken på sprøytebetong sikring.
Problemet slik det står i dag, er at det ikke finnes testmetoder som er gode nok til å måle denne parameteren, in-situ.
Den metoden som har vært mest i bruk er in-situ heftmåling ved trekking av friborede kjerner (konvensjonell heftfasthetsmåling). Tidligere tester med denne metoden har vist at det er vanskelig å oppnå resultater med denne metoden.

På bakgrunn av dette ble det i samarbeid med professor Arne Myrvang, Institutt for Geologi og Bergteknikk og forsker Tor Harald Hansen, Sintef Bergteknikk utviklet en metode og et utstyr for testing av heftfasthet ved hjelp av hydraulisk splitting.

Prinsippet for metoden er at heften mellom berg og sprøytebetong kan måles ved å splitte heftområdet ved å påføre et trykk. Ideen var at sprekken ville komme i det svakeste punktet, som er mellom berg og sprøytebetong, se figur 2.1.
I overflaten av tunnelen vil bergspenningene være tilnærmet lik null parallelt med borhullet, bergspenninger vil derfor ikke påvirke måleresultatene.
Utstyret ble laget av injeksjonspakkere og stenger og montert i hull boret med knemater, se figur 2.2



Figur 2.1 Prinsipp for hydraulisk splitting



Figur 2.2 Hydraulisk splitteutstyr klart til bruk

2.1 Utførelse

Begge metodene for å måle heftfasthet ble forsøkt på et prøveområde i tunnelen på Vassum-Vinterbro. Det var ikke vellykket og det ble besluttet å teste de to metodene på en steinblokk i laboratoriet, hvor forholdene var enklere.
En ca. 2 m^2 stor blokk ble sprøytet og sendt til bergmekanisk laboratorium ved NTH. Sprøytebetongen inneholdt 50 kg/m^3, Dramix 40 mm stålfiber.
Det ble boret ut to Ø200 mm kjerner med et hull i midten med diameter Ø50 mm. Årsaken til at dette ble gjort var at det ble enklere å se hvordan splittingen forløp.

I tillegg til disse to kjernene ble det også boret 3 Ø50 mm hull i steinblokken, disse hullene ble brukt til splitteforsøk i selve blokken.
Konvensjonell heftmåling ble utført ved siden av for å korrelere verdier.

2.2 Resultater fra hydraulisk splitting

Laboratorietestingen viste at metoden fungerte, det ble oppnådd splitte resultater og sprekken kom i heftsonen mellom berg og betong. Det ble målt heftfasthet på 6 av 9 friborede kjerner ved konvensjonell heftmåling.
Tabell 5.3 presenterer resultatene fra laboratorie-testingen.

HEFTFASTHETSMÅLINGER I LABORATORIET					
KONVENSJONELL MÅLING		HYDRAULISK SPLITTING			
Ø60 mm KJERNE I BLOKK		Ø50 mm HULL I STEINBLOKK		Ø50 mm HULL I Ø200 mm KJERNE	
NR.	HEFT-FASTHET (MPa)	NR.	SPLITTE TRYKK (MPa)	NR.	SPLITTE TRYKK (MPa)
1	0.64	1	3.5	1	6.0
2	0.12	2	4.2	2	3.9
3	0.28	3	3.9		
4	0.84				
5	0.64				
6	0.56				

Tabell 5.3

Middelverdi konvensjonell måling: 0.51 MPa
Middelverdi hydraulisk splitting, minus verdien på 6.0 MPa: 3.88 MPa

Det målte splittetrykket gir ikke bare heftfastheten, men også et tillegg for den oppspenningen som dannes når pakkerne strammes opp i borhullet. Verdiene må derfor korreleres med verdier fra konvensjonell testing.
Som resultatene fra splittingen i laboratoriet viser, er det god overensstemmelse mellom 4 av verdiene 3.5-4.2 MPa, den siste verdien lå mye høyere, 6.0 MPa. Grunnen til dette var at splitteutstyret ikke var korrekt montert, den nederste trellpluggen lå litt over heftsonen.

2.3 Konklusjon

Forsøkene viser at hydraulisk splitting kan brukes for å måle heft mellom berg og sprøytebetong. Det er nødvendig med videreutvikling av utstyret og korrelering med konvensjonelle heftmålinger.

Grunnen til at feltmålingene ikke ble vellykket, var for dårlig kapasitet på pumpa som ble brukt.

Metoden er også enklere og raskere å utføre enn den konvensjonelle metoden.

3. SPENNINGSMÅLINGER I EN SPRØYTEBETONGBUE PÅ GRANFOSS

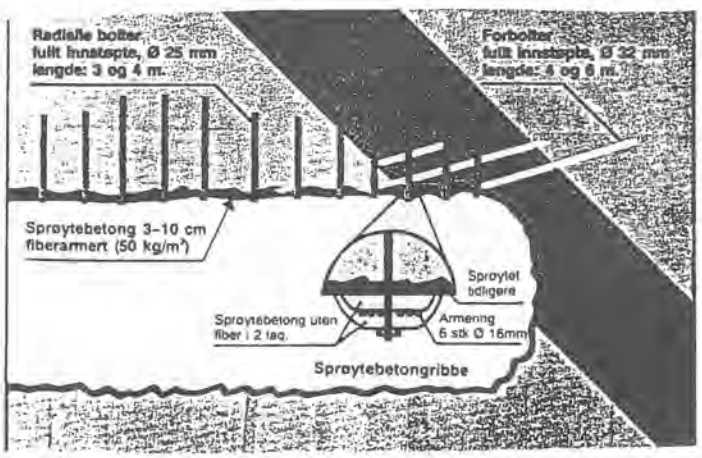
Lysaker dyprenna er en svakhetssone med svelleleire, mektighet er ca. 50 m. Den ble sikret med omfattende bolting og bruk av sprøytebetong. Full utstøping ble unngått, da armerte sprøytebetongbuer ble brukt i steden.

Problemstillingen var da:
Er sikringen av Lysaker-dyprenna sterk nok i forhold til trykket fra svelleleiresonen?
Eller tar ikke sprøytebetongbuene last i det hele tatt?
Etter forslag fra forfatterne ble det besluttet å forsøke å måle belastning i sprøytebetongbuene ved hjelp av Doorstoppermetoden.

3.1 Geologisk beskrivelse av Lysaker dyprenna

Overdekningen var 11-12 meter med "fjell", og 8 -12 meter med løsmasse.
Sonens mektighet var ca. 50 meter i tunnelaksen. Fjellet i sonen var svært dårlig med Q-verdier fra 0.07 til 0.8. Det ble tatt en leirprøve som hadde et svelletrykk på 290 kN/m^2 og et fritt svellevolum på 375%. Spenningsmålingene ble utført i det antatt dårligste området.

3.2 Sikring i svakhetssonen
Det ble brukt følgende sikring, se figur 2.1



Figur 3.1 Prinsipp for sikring i svakhetssonen

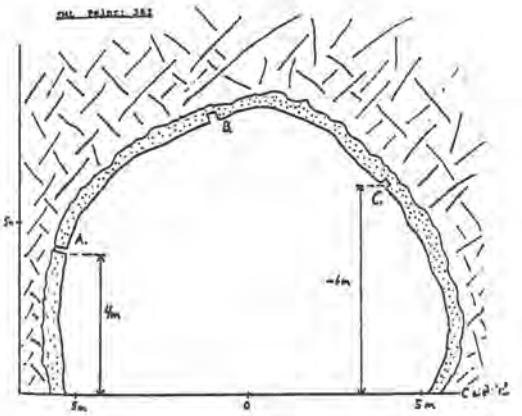
Buene hadde følgende teoretiske oppbygging :

0.1 m tykt lag med uarmert sprøytebetong.
6 stk. armeringsjern (Ø=16 mm) ble montert utenpå det første sprøytebetonglaget.
0.1 m med uarmert sprøytebetong utenpå armeringsjernene.

Tykkelsen og bredden på sprøytebetongen varierte mye i praksis.

3.3 Utførelse av målingene

Doorstopper-metoden er en anerkjent metode for todimensjonale spenningsmålinger. Det er en indirekte spenningsmåling, da den måler tøyningsendringer ved overboring. Det ble målt tøyninger i tre borhull i en sprøytebetongbue, se figur 3.2.



Figur 3.2 Målehullenes plassering i tunnelprofilet

3.4 Resultater

På bakgrunn av de målte tøyningene og de målte elastiske egenskapene (E og υ) ble hovedspenningenes størrelser og retninger beregnet.
Tabell 3 viser resultatene. Figur 3.1 viser plassering av borhull.

Beregnede hovedspenninger, ut i fra målte tøyninger				
Borhull	Måledyp (m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	ϕ (°)
A	0.20	2.2	0.7	8
A	0.40	1.8	0.4	-13
B	0.18	0.5	-0.2	-18
C	0.20	6.6	0.7	-1

Tabell 3.

σ_1 - Største hovedspenning
σ_2 - Minste hovedspenning
ϕ - Vinkel mellom σ_1 og den vertikale tøyningen (ϵ') på målecellen.

Resultatene viser at spenningene i hengen var svært lave, mens det i begge sider var en betydelig belastning i vertikal retning. I borhull C var den vertikale spenningen 6.6 MPa. Det var på denne siden sprøytebetongbuen var i kontakt med leirsonen. Spenningene i sidene er høyere enn det overdekningen skulle tilsi.

Teoretiske spenninger ble beregnet ut i fra overdekningen. Disse gir et minimums nivå som spenningene i konturen av tunnelen bør ligge på. Tangentialspenningen i veggen på tunnelen ble beregnet til 1.39 MPa.
Det vil si at de målte spenningene i borhull A er 40% høyere og i borhull C 470% høyere enn de teoretisk beregnede spenningene.

Borhull C er på høyre side, hvor sprøytebetongbuen er i kontakt med leirsonen. Hovedårsaken til den høye spenningen her, er mest sannsynlig at leirsonen har utviklet et svelletrykk som presser på buen.

3.5 Konklusjon

Spenningsmålingene viser at sprøytebetongbuene tar betydelig last.

Metoden har vist seg å være en rask og god metode for å kontrollere belastning i sprøytebetongbuer. Målingene viste også at sprøytebetongbuer kan være et godt alternativ til full utstøping.

Tilsvarende målinger kan også gjøres i buer eller hvelv som er støpt på vanlig måte.

REFERANSER:

Hafsaas G. (1991):"Forankringssystemer i berg". Intern rapport nr 1553, Veglaboratoriet. 104 sider.

Birkeland O.K, Unneland T.G. (1991): "Kvalitetskontroll av bolter og vurdering av testmetoder for sprøytebetong". Hovedoppgave i ingeniørgeologi, Institutt for Geologi og Bergteknikk, Trondheim 1991. 149 sider.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1992

VANN- OG FROSTSIKRING AV VEGTUNNELER
Water and frost protection of road tunnels

A. Grønhaug , Statens Vegvesen, Veglaboratoriet

SAMMENDRAG

Vannlekkasjer og frost i vegtunneler står frem som et av de viktigste problemene for sikkerhet og vedlikehold i vegtunneler. En rekke løsninger for sikring er testet og utført. Særlig de siste årene har det vært en rask utvikling av nye metoder. Nye funksjonskrav og dimensjoneringsregler er nylig utarbeidet, og det blir et intensivt arbeid for å få en tilpasning i virksomheten. En oversikt og klassifisering av metoder utarbeides for internt bruk og internasjonal markedsføring i samarbeid med ledende entreprenører med støtte av NTNF.

Av metodene med langtidserfaring tilbyr platehvelv i aluminium tilfredsstillende vannsikring i flere kvaliteter, både som tak, hvelv og frostisolert. Utforinger av opphengte PE-skum matter har vært i bruk i 10 år, og anvendelsen øker stadig, spesielt med sprøytebetong som brannisolering.

En interessant utvikling er elementer i betong og lettbetong som sammen med den nyeste utvikling med tunnelduk og tunnelmatte snart vil finne sin plass i virksomheten.

SUMMARY

Water leaks, in particular combined with frost action, present one of the most important problems for security and maintenance in road tunnels. As waterproof concrete lining has been considered too expensive, a number of designs for water and frost protection only, have been tested and adopted during 25 years of development. These designs imply rock bolting as main measure for rock support.

Due to the escalating rate of road tunnel construction in recent years, culminating i 1991 with a total of 47 km excavated, an increasing number of designs have been presented. Consequently, The Norwegian Roads Administration has initiated a programme to establish new specifications. A cooperation with contractors, supported by The Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research, has been organized to assist the programme.

The designs most widely adopted at present include traditional aluminium shieldings like crown shields, single shields, frost insulated shields and PE-foam panels. New developments are lightweigth concrete elements and tunnel sealing polyester/PVC fabrics with or without mineral wool insulation.

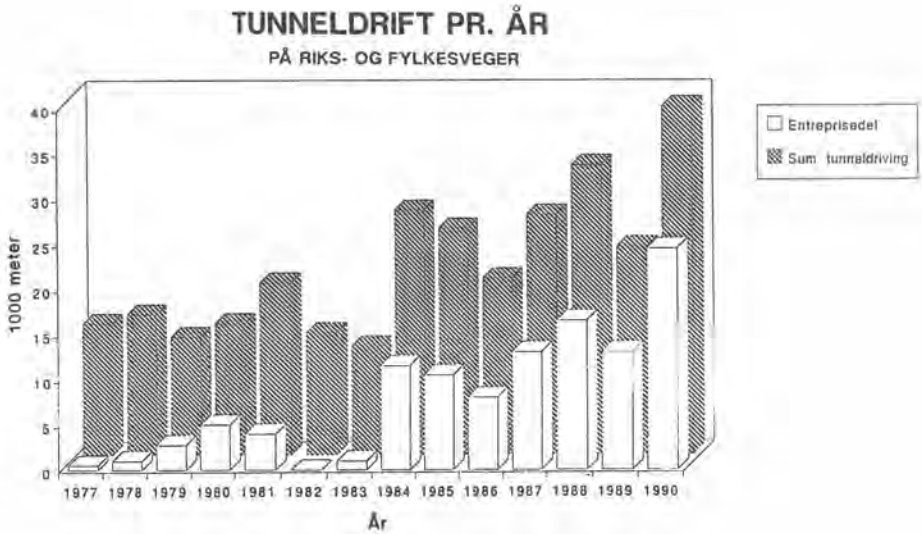
BAKGRUNN

Vann- og isproblemene viste seg utover i 1960-årene å bli et av de viktigste problemene for sikkerhet og vedlikehold i vegtunneler. Den eneste gjennomprøvde metode for full vannsikring på den tiden var membranisolert utstøpning.

Dette er en meget kostbar metode for vannsikring, spesielt fordi betongutstøpning vanligvis ikke er nødvendig for bergsikring i vanlige norske lavtrafikktunneler. Membranisolert utstøpning er imidlertid fremdeles den eneste metode som har potensiale til tilfredsstillende vannsikring der full utstøpning er nødvendig.

For å finne frem til rimeligere og teknisk tilfredsstillende metoder for vannsikring, tilpasset vanlige norske vegtunneler, startet Veglaboratoriet i slutten av 1960-årene et utviklingsarbeide som har pågått kontinuerlig i 25 år.

En rekke løsninger for sikring av vegtunneler mot vann og frost er testet og utført. Særlig har det vært rask utvikling av nye metoder i de siste år. Dette har sin bakgrunn i den dramatiske økning i bygging av vegtunneler som har funnet sted, se figur 1.
For 1991 var produksjonen oppe i 47 km vegtunnel. Det følgende gir en oversikt over utprøvde metoder og metoder under utvikling.



Figur 1. Bygging av vegtunneler 1977-1990

VIDERE ARBEID

I dagens situasjon er en rekke metoder i bruk, under vurdering og utvikling. Nye retningslinjer er utarbeidet for funksjonskrav og dimensjonering, og det blir et intenst arbeid for å få en realistisk tilpasning i markedet. Statens Vegvesen satser nå stort for å raskt å bringe frem løsninger som vil gjøre evaluering og anbudsarbeid enklere.

Denne utviklingen har også vakt stor oppmerksomhet utenfor vegvesenet. Således har ledende entreprenører og NTNF tatt kontakt med Veglaboratoriet for å samarbeide om en oversikt over og klassifisering av metoder med tanke på internt bruk og internasjonal markedsføring. I dette samarbeidet deltar A/S Veidekke, Selmer A/S og Eeg-Henriksen A/S med støtte av Statens Vegvesen og NTNF.

INJEKSJON FOR VANNSIKRING

Injeksjonsteknikk var den første metode som ble utprøvd. Metoden ble vurdert som interessant fordi en eventuell vellykket tetting kunne foretas på frostsikker dybde i berget. Utprøvingen foregikk ved testing av injeksjonsmidler på laboratoriet og omfattende forsøk i felt i løpet av en periode på ca 10 år.

Resultatet av dette arbeidet viste at det var mulig å redusere vanninnstrømningen til tunnelen betydelig, og også redusere utstrekningen av lekkasjestrekningene noe.

Det viste seg imidlertid vanskelig, i alle fall partivis, å fjerne små drypp som forårsaker iskjøving og dannelse av istapper på en tilfredsstillende måte. Dessuten er varigheten av tetningen omdiskutert. Etter noen års prøving ble metoden derfor oppgitt.

Derimot er forinjeksjon meget aktuell for å redusere tilstrømningen til tunneller der vannet må pumpes ut, slik som ved undersjøiske vegtunneller. Injeksjon er også en uunnværlig drifts- sikringsmetode for å kontrollere vanninnbrudd i slike tunneller.

ENKELT PLATEHVELV

Et konsept som går ut på å avskjerme vannlekkasjene helt til grøft var tidlig vurdert og arbeidet med. Problemet var å finne materialer og utførelser med stabilitet, styrke og holdbarhet som gav muligheter for en rasjonell montering til en akseptabel pris.

Beskrivelse

Fra begynnelsen av er det valgt en hvelvutforming av korrugerte aluminiumsplater med en tykkelse på bare 0.71 mm. Platene er festet til berget ved hjelp av 7 bæreskinner montert i tunnelens lengderetning. Feste til bæreskinnene og til tilgrensende plater foregår ved hjelp av forseglete popnagler. Platene monteres etter taktekkingsprinsippet med korrugeringen langs tunneltverrsnittet. De legges med en overlapp på 20 cm i lengderetningen og to bølgelengder i tverretningen og platene føres ned under vegbanen for frostisolering til grøft.

Begrensninger og ulemper
Montering av platehvelvet er tidkrevende, og krever full beskyttelse mot islast. Det kan derfor bare anvendes i vegtunneler som er utsatt for små frostmengder,
dvs F10 < 3000 h°C.

Hvelvet krever også bergforsterkning som hindrer nedfall av stein. Platehvelvet har vært utsatt for skader ved påkjørsler, og en fysisk beskyttelse må forutsettes som endel av løsningen.

Fordeler
Platehvelvet har dokumentert full vannsikring i en levetid på over 10 år, uten korrosjonsskader av betydning. Felles for platehvelvene er at de er klassifisert som brannsikre.

PLATETAK

Platetak er platehvelv som bare monteres over vegbanen, og utstyres med takrenner og nedløpsrør i veggene. Det kan anvendes på steder med meget lav frostmengde og der frostinntrengningen kan kontrolleres ved automatiske porter eller bremses med ventilasjonsvifter. Fordelen er en holdbar konstruksjon til lav pris.

Figur 2. Korrugert platehvelv

FROSTISOLERT PLATEHVELV

Beskrivelse

Løsningen for frostisolert platehvelv er to aluminiumshvelv med mellomliggende lag av mineralullmatter. Hvelvet på oversiden er festet i berget ved hjelp av 4 bæreskinner i tunnelens lengderetning. Forøvrig er monteringen som ved enkelt hvelv.

Hvelvet på vegsiden er selvbærende og presset ut mot isolasjon og takhvelv ved hjelp av oppstrammete rørbuer montert med avstand på 3 m. Maksimal stabilitet krever sirkulært tverrsnitt.

Mineralullmattene kan leveres i ulike tykkelser, og 10 cm dekker isolasjon for frostmengder opptil 40 000 h°C. Mineralullen må være tørr for å beholde sin isolasjonsevne, derfor er mattene emballert i helsveiset PE-folie for fuktbeskyttelse. Det må monteres tetting mellom hvelv og bergoverflate ved enden av hver hvelvseksjon for å hindre frysing på oversiden av hvelvet.

Begrensninger og ulemper

Montering av det isolerte platehvelvet er også tidkrevende, og krever mange komponenter. Det er forholdsvis kostbart, dog bør like kvaliteter av vannsikring sammenlignes når pris vurderes.
Forøvrig har det de samme ulemper og begrensninger som det enkle.

Fordeler

Forsøkshvelv montert i 1971 i tunnel på E18 med middels trafikk har gitt full vannsikring i 20 år, et annet i høytrafikk tunnel E18 står like godt etter 10 år. Lang tid i tjeneste dokumenterer at også det isolerte platehvelvet tilbyr full vannsikring.
Hvelvet har en mykere konstruksjon enn det uisolerte, slik at påkjenningene fra trafikken dempes bedre og har vist seg å motstå belastningen godt. Forøvrig fordeler som for det enkle platehvelvet.

FORENKLET FROSTISOLERT PLATEHVELV

Leverandører tilbyr nå et lavere priset frostisolert hvelv som består av enkelt aluminium platehvelv frostsikret med overlegg av mineralullmatter emballert i en sterkere folie enn det som benyttes for det doble hvelvet. Disse hvelvtypene har hatt varierende kvalitet, og for en av typene sin del har det har foregått et kontinuerlig og kostbart utviklingsarbeid under byggeprosessen.

SANDWICH-HVELV

Løsninger

Denne type hvelv ble utviklet for å oppnå mere rasjonell produksjon, samt forenklet og raskere montering i forhold til det isolerte aluminiumshvelvet. I løpet av 15 år har det vært arbeidet med sandwich-løsninger bestående av plastskum innkapslet i stål, aluminium eller glassfiberarmert polyester. Da det viste seg vanskelig å få god heft mellom skum og aluminium eller stål, ble den videre utvikling basert på glassfiberarmert polyester.

Figur 3. Montering av sandwichhvelv

Beskrivelse

Mest brukt er et hvelv utformet som halvbuer og produsert i former ved liming eller ved vakuumstøpning. Det består av 50 mm polyurethan-skum innkapslet i slitesterk og diffusjonstett glassfiber-armert polyester med en tykkelse på ca 1 mm. Isolasjonen kan varieres, men dette er tilstrekkelig ved frostmengder opp mot 20 000 h°C.
Halvbuene festes til en låseskinne midt i hvelvet og fundamenteres på en stålskinne festet til betongklosser støpt på berggrunn eller komprimert telefri masse.

Buer og opphengssystem er utformet med vannavisende profiler som gir en vanntett utførelse. Skjøtingen av buene i lengderetningen er utformet slik at hvelvet klarer kurver med radius ned til 300 m.

Brannegenskaper

Fullskala brannforsøk på hvelv av ulike typer av PE-skum og et sandwich-hvelv ble i 1987 utført i en nedlagt vegtunnel. Resultatene viste at sandwichhvelvet ble antent etter 4 minutter etter overtenning av primærbrannen. Ved en vanlig personbilbrann tar det ifølge testen ca 7 minutter før overtenning, slik at det er 11 minutter til disposisjon for rømning dersom det ikke lykkes å slukke primærbrannen.

Dengang regnet en med at det snart ville komme ikke brennbare alternativer av sandwichhvelv, men dette har vist seg vanskeligere enn antatt. Denne usikkerheten har forsinket videre utvikling.

Begrensninger og ulemper
Sandwichhvelvene er forholdsvis kostbare, dog bør like kvaliteter sammenlignes når pris vurderes. Prisen øker mere enn aluminiumshvelv ved økende isolasjonstykkelse. Dersom hvelvet skades ved påkjørsler må minst en halvbue skiftes ut. Dette krever spesialutstyr. Hvelvet består av brennbare, men forholdsvis tungt antennelige materialer.

Fordeler
Forutsatt riktig montert blir sandwichhvelvet vanntett. Det er stabilt og solid, og tåler noe nedfall av stein. Hvelvet har en glatt, og lett vaskbar overflate som kan gis farger etter valg. Med rasjonelt utstyr går monteringen raskt. Erfaringene fra 12 års tjeneste i høy-trafikk tunnel på E18 er gode.

VANN- OG FROSTISOLERING MED PE-SKUM

Bakgrunn
Forsøk med frostisolering av vegtunneler med matter av PE-skum ble introdusert i vegtunneler omkring 1980, og har på grunn av enkel montering og lav pris hatt en sterkt økende utbredelse. Den startet med isolasjon av punktlekkasjer og vanngardiner, men ble snart brukt til full innkledning av hele tunnelprofilet.

Beskrivelse
PE-skumutforingen består av matter av ekstrudert polyetylenskum limt sammen i baner med hensiktsmessig størrelse. Banene henges opp i gjennomgående bolter og bueformete stigebånd montert langs tunneltversnittet. Banene monteres etter taktekkingsprinsippet, og boltegjennomføringene tettes ved pakning på frem- og bakskive.

Frostisolasjon
Handelsproduktene med den mest egnete tykkelse er 45 mm, tilstrekkelig for isolasjon ved frostmengder opptil 15000 h°C. Ved høyere frostmengder er det funnet mest hensiktsmessig å legge to lag matter.

Brennbarhet
Vanlig PE-skum er lett brennbart, og det har derfor vært forutsatt at brannhemmete kvaliteter skulle benyttes. Fullskala brannforsøk med ulike fabrikater skum utført i en nedlagt vegtunnel i 1987 viste at en fullt utviklet bilbrann ville antenne isolasjonen etter få sekunder, og brenne ut innen to minutter. Det er derfor satt begrensninger for bruk av PE-skum.

Erfaringer med flere bilbranner under vanlig trafikk har vist at forløpet har vært langt mindre dramatisk enn ved forsøksbetingelsene. Enten har bilbrannen blitt slukket før antennelse av PE-skummet, eller så har brannen utviklet seg så langsomt at PE-skummet har smeltet ned før antennelse.

Begrensninger og ulemper
Det har vist seg vanskelig å oppnå full vannsikring av boltehull og skjøter. Skummet er mekanisk svakt, og kan utsettes for hærverk og tyveri. Overflaten følger en noe utjevnet bergkontur og utseende blir deretter.
Glipper mellom overlappene gir anledning til pumping av kaldluft, med fare for isdannelse på oversiden av hvelvet, som tåler lite islast. Materialet er vanskelig å holde rent og brennbarheten setter grenser for anvendelsen.

Fordeler
Mattene er elastiske, lett bøyelige og forener lav vekt og lav varmeledningsevne med med høy diffusjonsmotstand. PE-skumutforing er lett å tilpasse ulike bergkonturer og overganger mellom ulike tunneltverrsnitt. Den er spesielt egnet til sikring av eldre og trange tunneler med liten trafikk. Videre har den sin fordel for avskjerming av punktlekkasjer eller vanngardiner i frostsonen.

BRANNBESKYTTETE PE-SKUM MATTER

Der PE-skum ønskes benyttet utover de begrensninger som er fastlagt i vegnormalene, kreves det brannbeskyttelse. Denne kan utføres ved påsprøyting av betong eller andre brannbeskyttende materialer. Dette krever at vanlig sprøytebetong må legges på i minst 60 mm tykkelse.

Mere varmeisolerende typer lettbetong som utføres ved tilsetning av perlitt, lecakuler, polystyrenkuler etc, kan redusere nødvendig tykkelse til 30 mm. For å øke heft og styrke tilsettes første lag sprøytebetong stålfiber.
Det er stilt spørsmål om hvor lenge sprøytebetongen vil hefte til PE-skummet. Før lengre erfaringsgrunnlag foreligger bør ikke stålfiberarmert sprøytebetong erstatte armeringsnett.

PE-skum/sprøytebetong hvelvet har den fordelen at det er tett for pumping av kaldluft på oversiden av hvelvet, samtidig som det er sikret mot brann, tyveri og hærverk. Forøvrig har den de samme ulemper som PE-skum; utseendet og vanntettingen.

GRUNNMURSPLATER/ISOLERTE GRUNNMURSPLATER

Grunnmursplater av HD-polyetylen er meget billige, og kan lett festes til bergkontur med spiker. Forsøk med monteringer i tunneler er utført med varierende resultat.
Det har vist seg vanskelig å få tettet spikerhull og skjøter selv om de monteres med pakninger. Platene er vanskelig å skjøte, samtidig som sammensveising av HD-polyetylen baner foreløpig er komplisert og kostbart.

Fullskala forsøk med grunnmursplatehvelv isolert med påsprøyting av Isodanfiber står foreløpig bra der det er tørt, men fuktproblemet må løses før forsøkene videreføres.

TUNNELDUK

Bakgrunn

Telt og haller av duk har fått en stadig økende anvendelse som lagre, og er også tatt i bruk for vannskjerming av lagre i bergrom.

Vannskjermingen, markedsført under betegnelsen tunnelduk, er utført så luft- og vanntett at strenge krav til luftfuktighet tilfredsstilles. Et kaffelager i Bergen er siden 1982, holdt nedfuktet ved hjelp av et lite avfuktningsanlegg. Det er til nå montert over 300000 m^2 tunnelduk med over 60000 vanntette boltegjennomføringer.

Beskrivelse

Tunnelduken består av PVC-belagt 9x9 polyesterduk med vekt på 700 g/m^2 med betegnelse Protan kvalitet 55401. Forsøksstrekning høsten 1989 i Bjørnebakktunnelen, Sunnfjord, ble montert som i fjellhaller. Dette viste seg å være for svakt, på grunn av lufttrykksvariasjonene fra trafikken. Ny monteringsmetode, med stålrørsbuer istedenfor wireoppheng ble utviklet. Den blir nå montert på samme måte som WG tunnelmatte.

Kledningen blir varmluftsveiset, og denne utførelsen oppgis å bli like tett som duken forøvrig. Til boltegjennomføringer benyttes det doble gummipakninger, skiver og muttere.

Figur 4. Hvelv av tunnelduk (uisolert)

Holdbarhet mot frost.
Observasjoner av prøvemontasje viser at is som gradvis dannes i form av tynne flak på duken, løsner på grunn av rystelsene fra trafikken, og ramler ned til grøft etterhvert som den dannes. Dette vil bli videre undersøkt i tunnel med større frostmengder.

På grunn av milde vintre, til og med på forsøksstrekning på Aurlandsfjellet, har hvelvet ikke blitt utsatt for de ønskete frostmengder. En dimensjonering for islast vil ikke by på problemer for konstruksjonen.

Fordeler
Montert tunnelduk har en lav pris, kan leveres i mange kvaliteter med hensyn til vev og tykkelser, og den er sterk, med høy rivestyrke. Den har god motstandsdyktighet mot dråpeslitasje, kjemikalier og olje ved vanlig bruk, men gis en tilsetning for å hindre soppangrep. Montasjetiden er kort og tunnelduken er billig og enkel å reparere og holde ren. Den er lite plasskrevende, og riktig oppstrammet gir den en fin linjeføring. Den er klassifisert som brannsikker. Leverandøren tilbyr 5 års garanti for vanntettheten.

Begrensninger og ulemper
Ulempen ved fuktisolering med tunnelduk i vegtunneler ligger hovedsakelig i konstruksjonens mangel på stivhet. Den kan utsettes for hærverk, ødelegges lett ved brann, og for tett oppstramming mot bergkanter kan rive hull ved trafikkslitasje. Forsøkshvelv i bussfelt ved Festningskaien i Bergen vil gi nærmere opplysninger om trafikkslitasjen.

FROSTISOLERT TUNNELDUK - HVELV AV TUNNELMATTE

Bakgrunn
Selv om moderat frysing bak forsøkshvelvet i Bjørnebakk-tunnelen viste at det var muligheter for at løsningen ikke ble utsatt for islast, ble det besluttet å utvikle og prøve et felt med frostisolert hvelv. Dette ble montert i 1990 i Stanghelle-tunnelen i Hordaland.

Beskrivelse
WG tunnelmatte består av mineralullmatter diffusjonstett innsveiset i tunnelduk.Mattene lages i størrelse 2400 mm X 6000 mm, og mineralulltykkelse 50 mm, men kan spesifiseres etter behov.

Tunnelmatten monteres ved hjelp av U-profil, bakrør og rørbånd. Matten klemmes mot bakrør ved hjelp av stående rørbånd. Alle festebolter føres gjennom ved matteskjøt. Gjennomføringene vannsikres ved doble gummipakninger.

Fordeler
Matten er mere tung og dempende på bevegelser forårsaket av trafikken, ellers som for tunnelduken.

Ulemper
Som for tunnelduken.

FRITTBÆRENDE BETONGHVELV

Norges Statsbaner innførte tidlig ferdigelementer i betong til utforing av tunneler som alternativ til full utstøping eller murverk. Som regel ble det imidlertid utført kontaktstøp i veggene og takelementene ble fundamentert på. Denne løsningen er meget utsatt for lekkasjer ved buefundamentet.

Løsningen er også benyttet i vegvesenet, bl.a i tunnel E18 Fosskollen, Lier. Her ble det montert et frittbærende hvelv av ferdigelementer støpt utenfor tunnelen. For å sikre plass for montering og eventuell reparasjon av membranen, ble tunneltverrsnittet utvidet med 1.5 m. Denne løsningen har fungert meget bra.

Ulempene er elementenes høye vekt, og at membranløsningen krever så stor plass.

Figur 5. Hvelv av lettbetong

HVELV AV LETTBETONG

Beskrivelse

Nye løsninger ble introdusert i 1989, og ettersom erfaring er vunnet er det foretatt løpende forbedringer. Hvelvene har bestått av 4-leddsbuer, 3-ledds buer samt 2-ledds buer med plasstøpte veggelementer. Støpingen av elementene foregår i fabrikk, utbygd for høy produksjon og streng kvalitetssikring.

Monteringen av elementene utføres raskt og enkelt med spesialutstyr, og foregår ved at veggelementene monteres og forankres i bergveggen med bergbolter. Dernest reises takelementene på veggelementene og forankres ved at et bergbor føres gjennom et hull i elementet, gjennomhuller membranen og bores inn i spesifisert dybde. Dernest føres bolten inn og forankres med polyester.

Fuktsikring ble først utført med ulike fugemasser, men nå kreves heldekkende membran. Fuktsikringen av boltehullene utføres ved å utstyre bergbolten med dryppbrem, samt injisere fugemasse omkring bolten mot hullet i membranen

Ulemper

Fuktsikringen har ikke uventet budt på problemer, idet løsningene ikke har vært tilstrekkelig bearbeidet for dette, slik som løsningen i Fosskollen. En fuktsperre ved elementskjøter, slik som for sandwichhvelvene, lar seg vanskelig utføre i betong.Dernest er betong i seg selv ikke et fuktsikringsmateriale. Skjøtingen av elementene er vanskelig, og metoden krever en gjennomtenkt og fagmessig utført fuktisolasjon. Det arbeides med løsninger for dette. Betongelementmetoden er ikke så fleksibel at det blir rasjonelt å utføre hyppige endringer i tunneltverrsnittet.

Fordeler

Betonghvelvet er sterkt, og tåler nedfall av 1 tonns steinblokker fra en høyde av 1 m, noe som gjør det mulig å redusere på bergsikringen. Vanntette løsninger vil gi lave vedlikeholdskostnader.

REFERANSER

Grønhaug, A 1992. Vann- og frostsikring av vegtunneler. Sk-kurs Stavanger mai 1992. NRRL Int.rap. nr. 1566 (NRRL Veglab. Vegdir. Intern rapport)

Grønhaug, A. 1991. Vann- og frostsikring i vegtunneler. FoU-programmet Tunneler og undergrunnsanlegg 1989-1991. NTNF/NGI/SINTEF/NRRL

Grønhaug, A. et al. 1990. Full-scale firetesting of linings in road tunnels. Second Symposium on Strait Crossings, Trondheim, NRRL Int. rep. no 1450

Grønhaug, A. 1990. Designs for water and frost prevention in road tunnels. Int. Conf. Tunnels and Water, Madrid June 1988. NRRL Int. rep. no. 1454.

Pedersen, K.B. 1991. Aktuelle vann- og frostsikringsmetoder i vegtunneler. NRRL Int.rap. nr.1496

Pedersen, K.B. 1992. Måling av trykk- og sugekrefter fra tunge kjøretøyer i Holmestrandtunnelen. NRRL Int.rap. nr. 1546

Pedersen, K.B. 1989. Frost insulation in Norwegian road tunnels - New solutions. Int. Symp. Proc. Progress and Innovation in Tunnelling. Toronto, Canada

Pedersen, K.B. et al 1987. Vann- og frostsikring av vegtunneler. NRRL Int. rap. nr 1314.

Pedersen, K.B. 1980. Frostinntrengning i vegtunneler. NRRL Int. rap. nr 948.

Statens Vegvesen 1992. Normaler 021 Vegtunneler. Vegdirektoratet.

Statens Vegvesen 1992. Funksjonskrav og dimensjoneringsregler. Vegdirektoratet.

Øvstedal, E. 1992. Vann- og frostsikring av vegtunneler. Utforming av anbud, standardisering. NRRL Int.rap. nr. 1566

SPRENGNING OG SIKRING AV HØYE SKJÆRINGER I TELEMARK.

Avd.ingeniør Jan Kårstein Olsen, Statens Vegvesen Telemark.

Sammendrag

Sprengningsarbeidene i Telemark, spesielt ved E 18 anlegget, har siden midten av 80-årene blitt utført ved hjelp av de EDB-baserte hjelpemidlene som er utviklet i Statens Vegvesen Vegdirektoratet.

Vi mener programmene gir en maksimal utnyttelse av selve sprengningsopplegget samtidig som de gir gevinster økonomisk ved økt motivasjon og dermed høyere målsetting blant våre ansatte.

I innlegget beskrives også erfaringer Statens Vegvesen Telemark har hatt ved sprengning og sikring av høye skjæringer ved prosjektet langs Tinnsjøen. Dette arbeidet er i hovedsak utført av entreprenører.

Summary

From the mid-80s, rock blasting jobs in Telemark, especially at the E 18 project, have been carried out by using computer-based programmes developed by the Norwegian Directorate of Public Roads.

We estimate these programmes well fit to provide for maximum utilisation of the rock blasting scheme, and they also mean profits within the organisation since all employees get a stronger sense of motivation and ambition.

This lecture also discribes our experiences of rock blasting and security measures at tall and complicated cuts in the road project at Tinnsjøen. This rock blasting job has mainly been carried out by contractors.

1.0 INNLEDNING

Statens Vegvesen Telemark har tidligere ikke vært av de store sprengningsfylkene. Frem til ca 1989 var vi et så kalt middels fylke både når det gjelder uttatt m3. fjell og investeringer.

På grunn av en sterkere satsing på vegsektoren og noen forholdsvis store vegutbygginger i tildels fjellrike områder, har dette endret seg radikalt de siste 3 årene, og det som en gang var et gjennomsnittsfylke har nok klatret merkbart oppover på denne statistikken.

I tillegg til vanlig pallsprengning har det i Telemark også skjedd en enorm økning i tunnelbygging, noe som ikke er tatt med i denne oversikten.

Etter 1992 vil imidlertid denne høye aktiviteten på sprengningssiden igjen avta, og vi vil være tilbake til det gjennomsnittsfylke det sannsynligvis er meningen vi skal være.

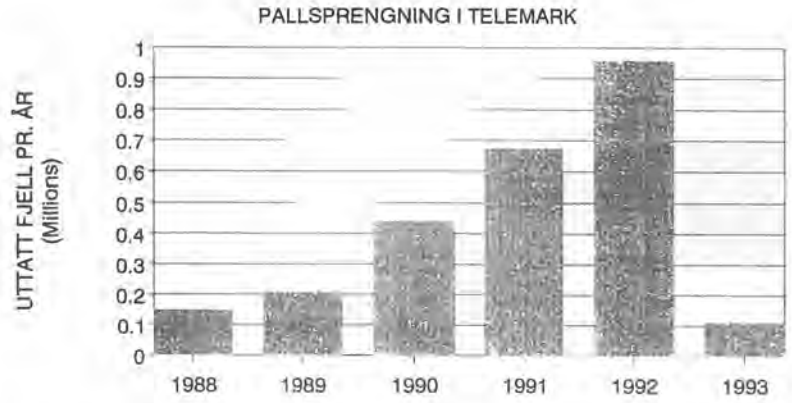


Fig 1. Oversikt over uttatt masse ved pallsprengning i Telemark

Den vesentlige del av denne sprengningen har foregått ved E 18 anlegget syd i fylket og ved langs Tinnsjøen som er en ny vegforbindelse til Rjukan. Sistnevnte er det desidert største når det gjelder uttatt fjell pr. år.

Hovedtyngden av denne ekstra sprengningsmassen er utført ved entrepriser, enten i en hovedentreprise, eller som underentrepriser. Ved E 18 utføres nesten all sprengning i egenregi.

I foredraget vil jeg komme inn på sprengning ved E 18 anlegget og vår bruk/erfaring av EDB-hjelpemidler.Videre vil jeg komme inn på våre erfaringer fra sprengning og sikring av høye skjæringer, hovedsakelig fra Tinnsjøvegen.

2.0 UTVIKLING

Helt tilbake til 70-årene har vi ved E 18 anlegget vært spesielt opptatt av planlegging og kostnadsoppfølging i f.m. pallsprengning.

Muligheten for akkordfortjeneste ble som kjent fjernet fra Statens Vegvesens egendrift på begynnelsen av 70-årene. Det var da spesielt viktig å forsøke nye veger å motivere arbeidsstokken på.

Vi bestemte oss tidlig for at sprengning skulle være et av de arbeidsområdene hvor vi skulle beholde kompetanse i etatens egendrift, og at vi skulle være konkurranse dyktig på pris og kvalitet.

Det er i denne forbindelse vi satset på feltet motivasjon, informasjon og målsetting.

E 18-anlegget ble i 1988 valgt ut til å være et markeringsanlegg i Statens vegvesen (Framtidas veganlegg). Målsettingen var å arbeide med nyutvikling innen anleggsdriften, og bruk av EDB var da et av de 3 hovedområdene det skulle satse på.

Det er i denne forbindelse vi på anlegget har jobbet mye med EDB-programmene i ANPALL.

Programmene ble presentert på fjorårets fjellsprengnings- konferansen så jeg skal bare helt kort repetere.

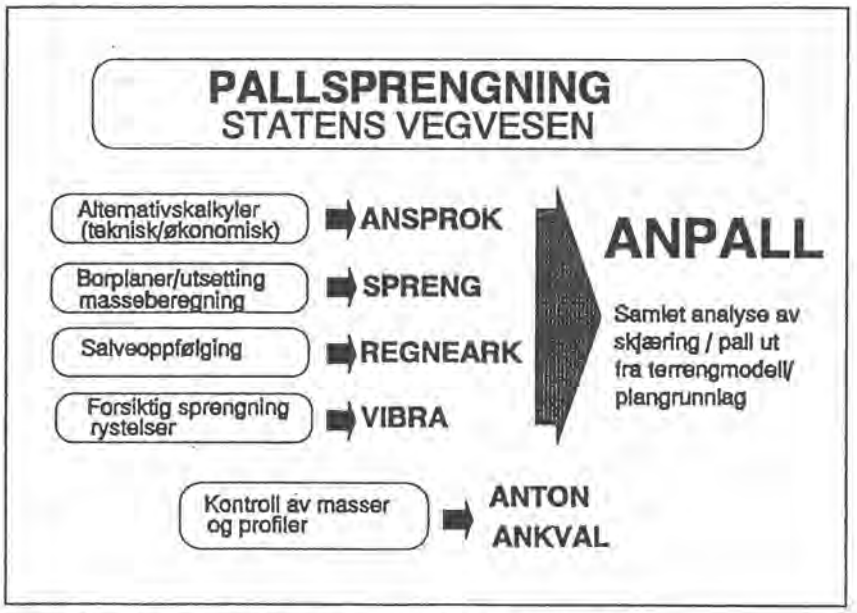


Fig 2. Oversikt over EDB-programmer for pallsprengning i Statens Vegvesen

3.0 ERFARINGER.

3.1 SPRENG

Dette er det programmet som først ble utviklet i Statens Vegvesen. Programmet har så å si uten opphold vært brukt ved E-18 anlegget siden 1986.

Vi anvender en borvogn av typen Tamrock utstyrt med vinkel- og lengdemåler, og i den senere tid også påmontert stangskifter. Dette utstyret kombinert med SPRENG, gjør sprengningsarbeidet teoretisk sett meget effektivt. Utstyret koster selvfølgelig en del i investering, men i det lange løp mener vi dette totalt er god økonomi.

Arbeidsprosedyren vi følger er:

Stikningslag måler inn fjelloverflaten etter avdekking. Etter innmåling må dataene legges over på PC og beregning av borplan og utsetningsdata utføres før stikningslaget kan sette ut salven på pallen.

Utsettingen varierer i forhold til terrenget. I utgangspunktet er det meningen at hvert enkelt borhull settes ut med angivelse av borhullslengde. Vi forenkler dette dersom terrenget er lite kupert, og setter f.eks. ut veggrasten i sin helhet pluss noe hjelpehull i salven forøvrig. Dersom en er sikker på at bormønster ikke vil variere kan flere salver, eller hele pallen settes ut i en operasjon.

Metoden er nok mer arbeidskrevende en utsetting av salinger, men dersom en ønsker nye profiler for en korrekt masseberegning er ikke forskjellen i tid så stor. Metoden passer selvfølgelig best på et større anlegg hvor bemanning og utstyr hele tiden er tilstede.

Vinterstid er utsettingsjobben mer arbeidskrevende da det ikke er så enkelt med spray på fjellet. Vi bruker da plugger og nøyer oss normalt med å sette ut færre hull.

Stikningslaget bør være utstyrt med totalstasjon og målebok og selvfølgelig PC. Dette utstyret er i dag å finne på de fleste store anlegg, så noen store ekstrautgifter skulle det ikke bli.

All innmelding av nødvendige opplysninger utføres normalt av stikningsansvarlig, men er alltid et samarbeid mellom de som står for sprengningen og ledelsen.

Programmet blir også brukt til å utføre masseberegning, også ved entrepriser. Det viser seg å være en korrekte metode å masseberegne på, og bruker vi dette, opplever vi sjelden eller aldri noen diskusjon om beregningens riktighet.

Programmet gir oss:

* Et nøyaktig ansett, med korrekt beregnet borhullslengde. Dette er viktigere jo mer kupert terrenget er og desto mer en legger hullene på kast.
* Maksimal utnyttelse av sprengstoffet. Usikkerheten ved boravvik ved enkelthull kan vi normalt ikke løse.
* Mulighet for raskt og effektivt styre sprengningsarbeidet med god kontroll over de sprengningstekniske data.
* Noe mer arbeidskrevende stikningsarbeid.

3.2 ANSPROK.

Kalkyleprogrammet ANSPROK bruker vi som planleggingsverktøy. Programmet brukes for å vurdere alle konsekvenser ved eventuelle endringer i sprengningsopplegget så som:

- Kapasiteter
- borkronediameter
- sprengstoff
- tennere
- sprengningsutførelse
- fjellets borbarhet

Resultatene av beregningene taes direkte ut på skjerm eller plotter og kan diskuteres med sprengningslaget mens en vurderer eventuelt nye alternativer. Dette gir en ypperlig mulighet til å involvere/engasjere de impliserte.

Programmet bli også brukt i f.m. med anbudsregning/egenregi- kalkyler og kostnadsoverslag. Beregningene kan da overføres til ANPROD, som er Statens Vegvesens produksjonplanleggingsprogram.

3.3 VIBRA

Rystelsesberegninger ved forsiktig sprengning. Dette programmet er ennå ikke prøvd hos oss.

3.4 SALVEOPPFØLGING

Oppfølging av sprengningskostnader har vi ansett som en viktig del av arbeidet. Dette har vært et verktøy som har vært brukt i forhold til våre egne sprengningsfolk som medvirknings- og informasjonsmiddel.

Da vi på begynnelsen av 80-tallet ble utstyrt med PC i anleggsdrifta, ble denne oppfølgingen intensivert. Regnearkene og den grafiske presentasjonen med all informasjon om priser og kapasiteter, ble et populært hjelpemiddel.

I denne perioden oppdaget vi at effektiviteten økte og selvfølgelig at kostnadsbesparelsene kom.

Alle resultater fra oppfølgingen blir brukt i lagsmøter og produksjonsmøter, som presentasjon av oppnådde resultat i f.t. målsettingen.

4.0 HØYE SKJÆRINGER

I forbindelse med de store sprengningsoppgavene i Telemark, spesielt på Tinnsjøvegen, har det vært store utfordringer når det gjelder sprengning og sikring av høye skjæringer i vanskelig terreng.

Totalt er prosjektet langs Tinnsjøen 35 km. og ligger på lange strekninger i svært sidebratt terreng med skjæringshøyder helt opp til 60 m. Totalt er det sprengt 1.5 mill. m3. eks. tunneler.

4.1 DRIFTSFORMER

Ved Tinnsjøanlegget har Statens vegvesen Telemark benyttet seg av tre forskjellige driftsformer:

- Egenregi/underentrepriser
- Tradisjonelt enhetsprisanbud
- Totalentreprise.

Uten at jeg skal komme inn på dette i detalj har disse forskjellige måtene å gjennomføre et prosjekt på gitt oss erfaringer som vi utvilsomt vil ha nytte av senere. Konklusjonen om hvilke driftsform som totalt gir den beste løsningen både økonomisk og kvalitetsmessig er ikke gjennomført ennå. Det som klart gir et resultat uten de store økonomiske overraskelsene for byggherren, er totalentreprisen. Denne gir heller ingen vesentlig diskusjon om utførelsesmetode og eventuelle tillegsarbeider, da entreprenøren har det totale ansvar både økonomisk, kvalitetsmessig og planmessig i byggeperioden.

Som byggherre ved entrepriser, spesielt totalentreprise har vi selvfølgelig liten eller ingen oversikt over de reelle kostnader ved sprengningen ved de forskjellige arbeidsutførelsene. De erfaringene vi må ha gjort må derfor til en viss grad basere seg på observasjoner og følelser.

Anlegget Tinnsjøvegen er i skrivende stund inne i sluttfasen (åpning av vegen 10 nov.) og det er derfor ikke lagt frem endelige tall for sprengning/sikringskostnader.

Jeg vil derfor nøye meg med å komme inn på noen områder som jeg mener kan ha generell interesse ved slike oppdrag:

4.2 ANBUDSDOKUMENTER

Utarbeidelse av anbudsdokument er ved slike forhold spesielt viktig og det må vurderes meget nøye de eventuelle vanskelighetene en kan komme bort i.

Prosesskoden kan oppfattes noe uklar i sin "generelle beskrivelse" og en klar definisjon på hva som skal ansees som en normal sprengningsutførelse av en vegskjæring finnes ikke. Spørsmål om når prosessen for konturssprengning skal taes i bruk, vil dermed være et diskusjonstema.

Det er derfor nødvendig å gi en detaljert "spesiell beskrivelse" som klart definerer hva som skal legges til grunn for prisberegningen og hva som ansees som konturssprengning og når denne prosessen skal komme til anvendelse.

Byggherren må være spesielt på vakt slik at det ikke blir enkelt å benytte taktisk prising. Faren for at prissettingen kan styre sprengnings-og sikringsarbeidene i en spesiell retning kan da være tilstede.

I terreng som vi har ved Tinnsjøen er det i de fleste tilfellene vanskelig å få et angrepspunkt på skjæringen. Bygging av kostbare anleggs- og pilotveger er eneste mulighet og en må så langt det lar seg gjøre vurdere hva som kan gjøres dersom det skulle bli aktuelt å angripe skjæringen på nytt. Dette kan bli nødvendig dersom en sleppe tar en noe annen retning en det som var forutsatt. Resultatet kan bli at den foreskrevet bredde ikke er tilstrekkelig, og en må gå på med ytterligere en utvidelse av profilet. Er atkomstmulighetene fjernet kan det være en kostbar og komplisert operasjon å etablere et nytt angrepspunkt. Dette bør vurderes og om mulig innarbeides i anbudsdokumentene.

4.3 GEOLOGI

Geologisk kan fjellet på strekningen deles opp i to:

- I den nordlige delen har man en finkrystallinsk, granittisk bergart med forholdsvis tykk lagdeling. Benketykkelsen varierer fra 20-30 cm opp til 1 m. Stedvis kan bergarten være massiv. Dette veksler med en del amfibolitter som for det meste er massive.

- Det sydlige partiet består av kvartsitter, ofte helt rene i veksling med amfibolitter. Lagdelingen er noe tynnere enn i nord. Benketykkelsen varierer fra 2-3 cm og opp til 10-20 cm.

Lagdelingens strøkretning som tilnærmet følger dalsidene (70 - 100 grader) har en vesentlig større betydning for valg av sprengningsmønster og-måte enn selve bergartstypen.

Kvaliteten på sprengningsarbeidet vil ikke bare være avhengig av hullavstand, forsetting og ladningsmengde, men må tilpasses grunnforholdene på stedet. Enkelte vurderinger kan man gjøre ved å bestemme bergartstyper visuelt og måle hovedsprekkenes retning og helning. Problemene oppstår imidlertid oftest ved uheldig og uforutsigbare sprekkrysninger som ikke alltid lar seg påvise på forhånd.

Ut fra den geologiske oppbygging langs store deler av Tinnsjøvegen mente man bestemt at konturspreng ning langs de utoverhellende skifrighetsplan, hvor disse følger vegen, ville være bortkastet. Slike steder kan man risikere utslag fra de steile skifrighetsplanene uansett, og kostnadene til forsiktig sprengning vil være bortkastet.

4.4 UTFØRELSE/KOSTNADSVURDERINGER

En totalvurdering av geologi, kostnader for sprengningen, sikringen og masseflyttingen sammen med vedlikeholdskostnader, må danne grunnlag for utførelse. Dette kan være et noe vanskelig regnestykke da det er mange usikkerhetsmomenter. Det er selvfølgelig viktig å dra nytte av den ekspertise/erfaring og de hjelpemidler en rår over. ANSPROK vil i denne sammenheng kunne være et godt hjelpemiddel til deler av vurderingen.

Skjæringene på Tinnsjøvegen viser resultater med store variasjoner, fra oppsprukket fjellsider som har krevd mye bolting og bruk av nett med fare for et visst fremtidig vedlikeholdsbehov, til bra vegger som ved hjelp av bolter og nett virker til å kunne gi forholdsvis lave vedlikeholdskostnader.

På deler av parsellen er sprengningen og sikringen utført med bra resultat etter følgende metode:

Boring og sprengning er utført uten restriksjoner og med en hullavstand i veggrasten som tilsvarer halve forsettingen. Det er lagt ned mye arbeid i vurderingen av slepperetninger, og der hvor det var markerte slepper eller svakhetssoner ble boringen av veggrasten utført parallelt med og i god avstand fra sleppen, ca. 2.0 m. Vegghullene er boret med 3" krone og ladet med ANOLITT.

Det oppknuste fjellet langs veggrasten ble deretter kontinuerlig rensket ned til fast fjell med pigging.

Det er helt avgjørende at dette arbeidet, ved slike høyder, starter fra toppen av skjæringen. Det vil fortsatt kunne være problemer med de utoverhellende skifrighetsplan, men piggingen er mye mer skånsom mot fjellet og bolting og sikring med nett gjøres enklere og mer effektivt.

5.0 OPPSUMMERING

De erfaringene vi har gjort ved E 18 anlegget i Telemark ved bruk av de EDB-baserte hjelpemidlene har vært svært gode. Vi kan helt klart dokumentere økt effektivitet og lavere enhetspriser. Dette skyldes selvfølgelig også at det har vært en utvikling på utstyrssiden, men vi er overbevist om at den fokusering på og informasjonen som følger i kjølevannet av bruken er en vesentlig årsak.

Ved sprengning og sikring av høye og vanskelige skjæringer som ved Tinnsjøveien vil nok mye av innsatsen konsentreres om vurdering av forholdene og fremgangsmåte. At EDB programmene med fordel kan benyttes som hjelpemidler i beregninger og vurderinger er det derimot ingen tvil om.

Driftsformen og sprengningsutførelse ved anlegget langsTinnsjøen har gitt oss nyttige erfaringer. Omfattende geologiske vurderinger, gode anbudsdokumenter og god planlegging er viktig for å oppnå målet som alltid må være god kvalitet til riktig pris.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1992

DAM FOR LANDDEPONI VED TITANIA A/S
TAILINGS DAM - TITANIA A/S

Siviling. P. A. Smedberg
Titania A/S

SAMMENDRAG

Titania A/S driver dagbruddsdrift i Sokndal. Ved full produksjon brytes det 3 mill. tonn malm årlig - som oppredes til 900.000 tonn ilmenittkonsentrat.
Omkring 2 mill. tonn avgangssand slippes årlig ut.
Fra starten på grubedriften i 1960 har avgangen blitt deponert i sjøen.
Ved Kongelig Resolusjon er bestemt at sjødeponeringen skal opphøre 31. januar 1994 - og avgangen skal deponeres på land.
Avgangen vil bli pumpet fra oppredningsverket til landdeponiet, fast materiale vil avsettes og dekantert vann vil bli pumpet tilbake til prosessen.
Åtte dammer må bygges for å oppnå volum for 25 års deponering.
Dam 1, den største dammen, er nå under bygging. Dammen er konstruert for å slippe vannet igjennom samtidig som den holder på partiklene.
Dam 1 bygges i sin helhet av materialer fra grubedriften.
Gråberg som må fjernes fra dagbruddet brukes i støttefyllingen.
Materiale for overgangssonen siktes ut fra gråberget, mens filterssonen bygges av møllepågang. Hver sone er 2 meter tykk.
Under dammen føres lekkasjevannet i en grøft til et nedstrøms utløp.
Støttefyllingen dozes ut i 3 meters tykke lag.
Sonene legges ut i 0.75 meters lag og komprimeres.
Volumet på støttefyllingen i første byggetrinn - opp til kote 246 - er 800.000 m³. Gruben leverer gråberget utlagt på dammen, mens lokale entreprenører utfører sonene og damfronten.

SUMMARY

Titania A/S is engaged in open pit mining at Sokndal in southwest Norway. At peak production the Tellnes open pit mine exploits 3 million tonnes of ore each year - from which 900.000 tonnes of ilmenite concentrate are extracted. About two million tonnes of tailings sand are discharged per annum. Ever since mining commenced in 1960 these tailings have been discharged into the sea.

By Royal Decree the sea disposal must cease by Jan 31 1994 and the tailings must be deposited on land. The tailings will be pumped from the mill to the disposal area, the solids allowed to settle, and the decanted water returned to the process.

Eight dams are required to achieve a disposal volume sufficient for 25 years production.

Dam 1, the largest at 100 m high, is now under construction. It is designed to provide drainage of the tailings while preventing passage of any particles through the dam. It is constructed entirely from materials available from the mine.

> Mine waste rock is used for the rockfill.
> Transition zone material is screened from the waste, while the filter zone is constructed using mill feed material.
> Each zone is 2 m thick.

At foundation level a seepage trench will collect water and lead it to a downstream outlet.

The rockfill is placed by bulldozing in 3 m thick layers. The zone materials are placed in 0.75 m thick layers and compacted. The volume of rockfill in the first stage of the dam - up to level 246 - is 800.000 m^3.

The waste rock is hauled and placed by the mine itself, while local contractors do the zones and front of the dam.

From level 246 the dam will be raised in increments - as required - up to level 300. Technically, the impoundment level can be raised to level 325 - doubling the disposal volume.

BAKGRUNN

Titania A/S i Sokndal driver dagbruddsdrift på ilmenittmalm. Det brytes årlig maksimalt 3 mill. tonn råmalm, hvorav det utvinnes 900.000 t ilmenittkonsentrat. Produksjonen resulterer i omkring 2 mill. tonn avgangssand pr. år, som må deponeres i grubens omgivelser.
Siden driften i dagbruddet tok til i 1960 har avgangen blitt deponert i sjøen - frem til 1984 i Jøssingfjorden, videre på Dyngadjupet utenfor fjordmunningen.
Etter en intens miljødebatt ble Titania pålagt i Kgl. Res. av 1990 å deponere avgangen på land.

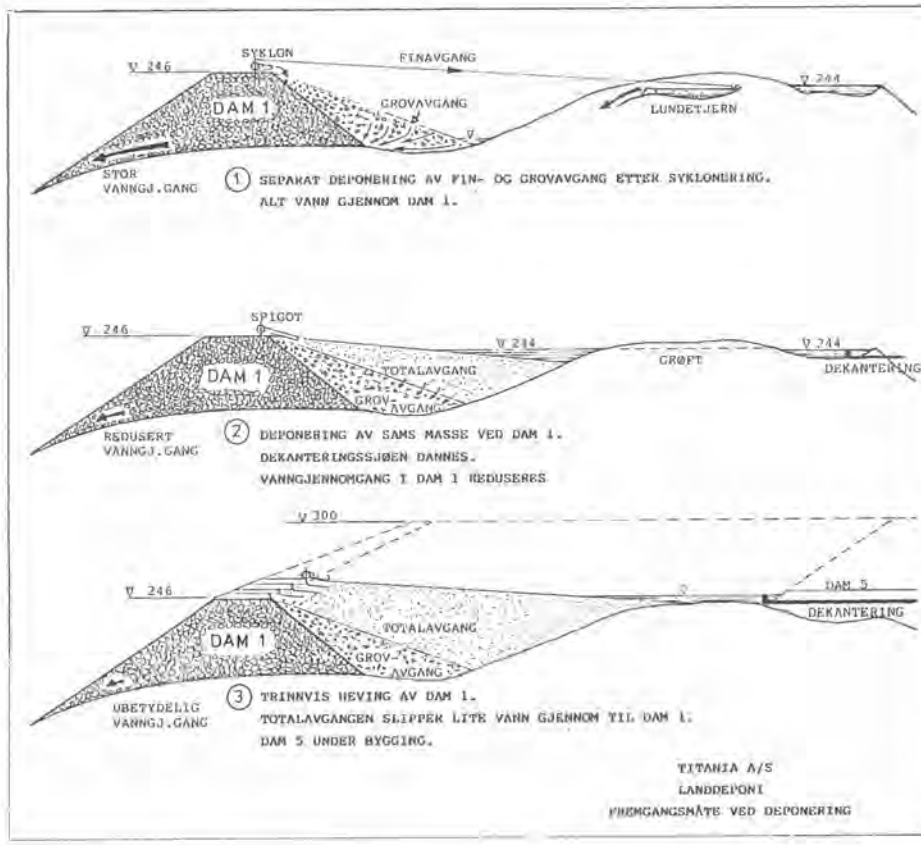
DEPONERING PÅ LAND

Avgangen, som har form av en pulp med ca. 10 volumprosent sand med kornstørrelse < 0,4 mm. suspendert i vann, skal pumpes fra oppredningsverket til deponiområdet ca. 1,5 km syd for Titania's verksområde.
Her vil sandpartiklene settle og transportvannet sammen med regnvann blir dekantert over et overløp, og skal pumpes tilbake i oppredningsprosessen.

For å oppnå plass til avgangen over en 25-årsperiode må deponiområdet demmes opp med i alt 8 dammer med høyde fra 2 meter til 100.

DAM 1 - BESKRIVELSE

Første byggetrinn består av Dam 1, den største av dammene. Denne er nå under bygging.

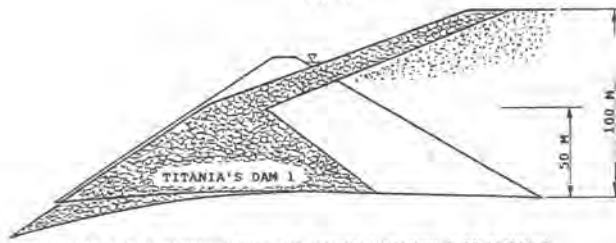


Spesielt ved dammen er at den skal kunne slippe vann igjennom - men holde faste partikler tilbake i deponiet.

Oppstrøms for Dam 1 avsettes en sandstrand, først bestående av den groveste delen av avgangen syklonert fra finavgangen, deretter ved deponering av sams masse.

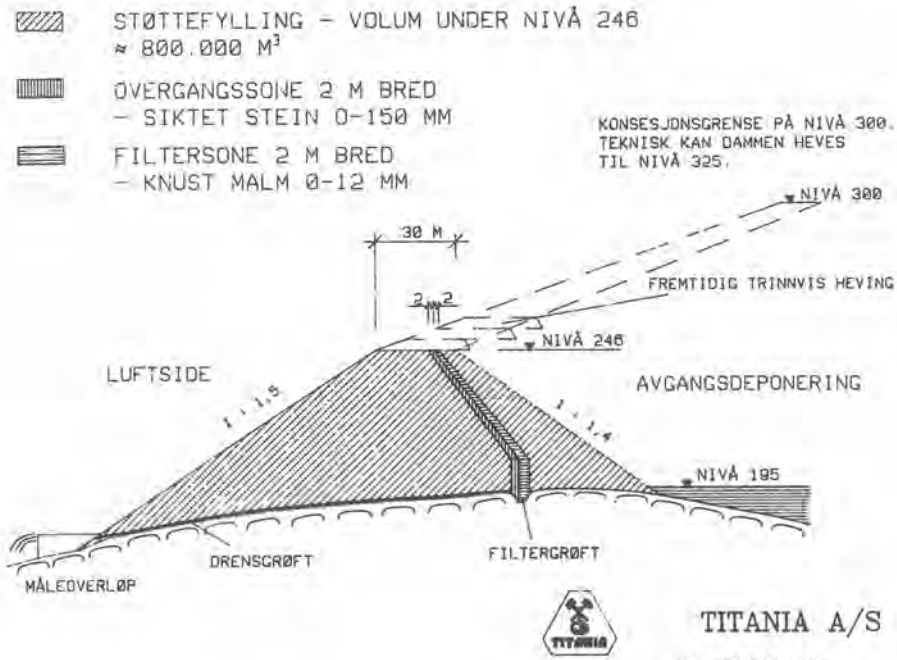
Grovavgangen nærmest dammen vil sørge for å holde poretrykks-linjen lavest mulig mot dammen.

Etterhvert som sams avgangsmasse avsettes på stranden avtar permeabiliteten, og vanngjennomgangen i Dam 1 blir minimal. Massene, med en helling på ca. 1,5 %, skyver vannet foran seg - og det dannes en dekanteringssjø i motsatt ende for utslippsstedet.



TITANIA'S DAM I SAMMENLIGNET MED DOKKFLØYDAMMEN (80 M HØY)

Dam 1 får anselige dimensjoner med sine 100 m byggehøyde og 500 m kronelengde. Første byggetrinn går opp i 50 m høyde, påbyggingen i annet byggetrinn vil foregå trinnvis etterhvert som behovet for deponeringsvolum tilsier det.



Dam 1 bygges i sin helhet av masser som er tilgjengelige fra grubedriften på Tellnes.

Mot en nedstrøms støttefylling innbygges et overgangslag i 2 m tykkelse. Oppstrøms for overgangssonen er det et 2 m tykt filter. Filteret holdes på plass av oppstrøms støttefylling. Gjennom dammen går det en sentral drensgrøft som via et dreneringsteppe (belte) av filtermasser og filterduk - samt gjennom filtersonene - fanger opp alt vann som havner i dammen.

Drensgrøften ender i en betongrenne med måleoverløp. Nedstrøms for måleoverløpet er det en pumpekum hvorfra lekkasjevann kan pumpes tilbake til deponiet hvis myndighetene forlanger det.

DAM 1 - ANLEGGSDRIFTEN

Anleggsarbeidene begynte med bygging av knappe 2 km anleggsvei fra dagbruddområdet frem til damfoten.
Veibredden er 15 m - for å gi plass til trucker med lasteevne over 150 tonn. Veien er, med unntak av noen få kubikkmeter sprengning, bygget på fylling. Fyllingsvolumet er omkring 600.000 m³ og byggetiden var 8 mnd.

Etter snauhogst ble damfoten rensket for løsmasser - jord og ur - ned til fast fjell. Det ble bare utført maskinrensk med bakgraver.

Logsvann, som ligger rett nedstrøms for damstedet var drikkevann for tettstedet Åna-Sira. Da damarbeidene begynte måtte det rigges til provisorisk vannforsyning til Åna Sira. Bygda har senere fått nytt moderne vannverk til erstatning.

To høyspentlinjer krysset damstedet, en 300 og en 60 kV. Begge disse måtte flyttes.

Samtidig med damfotrensken ble den sentrale drensgrøften sprengt, deretter gjenlagt med stein av hodestørrelse med et forkilt pukkdekke på toppen.

Etter fire måneders arbeide i damfoten kunne innbygging av storsteinstå begynne, og øvrige masser i støttefyllingen fulgte etter.

Veibyggingen frem til damstedet ble gjort delvis med Titania's dagbruddsmaskiner, delvis ved hjelp av en lokal sammenslutning av maskinentreprenører.

Entreprenørene utførte også damfotrensken samt det første arbeidet med støttefyllingen, da det foreløpig ikke var adkomst for de store grubetruckene.

Produksjonsboringen i bruddet foregår med en Gardner Denver GD 100 rotasjonsbormaskin som borer 18 m dype vertikale borhull med diameter 12 1/4".

Bormønsteret er 9,5 x 9,5 m.

Det sprenges med Slurrit 110 og 116 og det benyttes Noneltennere.
Salvestørrelsen er vanligvis omkring 80.000 faste kubikkmeter - i grubeterminologien vel 200.000 tonn.

Stykkfordelingen i røysa ble prøvetatt for at krav til overgangssonemateriale skulle kunne oppstilles:

Masser for prøvetaking ble lagt ut i et 3 m tykt lag.
Prøver ble tatt med gravemaskin 1 m og 3 m under toppen og i fronten av prøvelaget.
Prøvene var på 6 t - og ble lagt ut på en stor gummiplate.
De største blokkene ble løftet med lastebilkran med veiecelle.
Mindre blokker ble sortert manuelt ved hjelp av maler på 60x60 og 30x30 cm.

Resten av prøven ble siktet over et 15x15 cm sikt.
Undergodset fra siktet ble siktet videre på laboratoriesikt.
Gjentatte prøver har gitt ganske sammenfallende resultater.
Støttefyllingen prøvetas under oppbyggingen.

Berget lastes med en O&K RH 120C hydraulisk forgraver med maskinvekt vel 220 tonn og med 10,6 m^3 skuff.

Skuffen kjøres som en prøveordning med Kvernex front med vendbare tenner. Berget er meget slitende, og prøven ser så langt meget lovende ut.

Transporten foregår stort sett med en Unit Rig Lectra-Haul Mk 36 truck og en helt ny MT-3600 - støttet av Komatsu HD 1200 M i den utstrekning en eller flere av disse er ledige fra malmkjøringen.
Begge Unit Rig-truckene laster 154 tonn malm, men har plass for bare 135 tonn gråberg.
Kjøreturen fra bruddet til dammen er omkring 3500 meter med et løft på 120 meter ut av bruddet fulgt av en utforkjøring med 100 m høydeforskjell ned til dammen.

Utleggingen på dammen skjer med en Komatsu dozer D 155 A-2 med maskinvekt 38 t. Det legges ut 3 m tykke lag som komprimeres med bulldozeren. Totalvolumet av støttefyllingen i første byggetrinn er 800.000 m^3. Takten i innbyggingen er avhengig av den kapasitet som til enhver tid er disponibel i dagbruddet. Det innebygges ca. 60.000 m^3 støttefylling pr. måned. Luftsiden på dammen justeres med bakgraver til skråning 1 : 1,5 etter utsatte salinger. Vi søker å unngå finstoff i overflaten.

Undersøkelsen av stykkfallet etter sprengning indikerte at masser til overgangssone skulle kunne siktes ut av gråberg-salvene.

Ved forsøk fant vi ut at vi ved å sikte sprengt stein over en fast stavrist med lysåpning 170 mm fikk en sams masse 0--150mm som oppfylte kravet til overgangsmasse.

Tykkelsen på overgangssonen er 2 meter. Av massene som kjøres ut for å brukes i støttefyllingen sorterer en Cat 966 hjullaster ut materiale for overgangssonen. Hjullasteren bærer også massene på plass, mens bakgraver bygger inn både overgangssone og filter.

Filtermaterialet er identisk med malmen i den form den settes på kulemøllene i oppredningsprosessen. Kornstørrelsen er 0-12 mm etter tre trinns knusing i 42" Gyrator - 7' og 5 1/2' konknusere.
Filteret har en bredde på to meter. Det blir sprengt grøft for filterets kontakt mot fjell.
Filteret legges ut i 75 cm tykke lag, og komprimeres med 7 t vibrovals. Filterets permeabilitet kontrolleres med en enkel in situ prøve.

DAM 1 - PLANLEGGING, KONTROLL OG BEMANNING

Flere konsulenter har deltatt i forprosjekteringen, mens detaljprosjekteringen er overlatt til konsulentfirmaet A. R. Reinertsen.
Opprinnelig var anleggsarbeidet tenkt bortsatt på entreprise, men dårlige markedsutsikter for Titanias ilmenittkonsentrat i inneværende periode gjorde at vi måtte satse mest mulig på utnytting av egne ressurser - både bemanningsmessig, maskinmessig og når det gjelder byggematerialet.

Planløsningen ble derfor lagt til rette for husflidsutførelse.

Titania's grubeavdeling fikk i oppdrag å stå for anleggsarbeidet. Både prosjektleder og anleggsleder er utlånt fra gruben, likeså fire arbeidende skiftformenn.
Maskinkjørerne tilhører grubebelegget, hvor vi også har funnet habile forskalingssnekkere og jernbindere til bygging av samlerenne for lekkasjevann og betongdam for mulig returpumping av lekkasjevann.

Oppmålings og stikningsarbeidet er et samarbeide mellom grubemåler og en innleiet stikningsingeniør.

Verkstedtjenester, laboratorieundersøkelser og elektrikerarbeide leveres av de respektive avdelinger på Titania - likeledes innkjøps - regnskap og øvrig kontorarbeide.

Det offentlige tilsyn med damarbeidet ivaretas av NVE Damtilsynet.

FREMDRIFT

Første byggetrinn vil være ferdig senhøstes 1993. I tillegg til startdammen for Dam 1 vil da transportsystemet for avgangssanden som består av store pumpeinstallasjoner, 3 km rørledning og syklonutstyr være driftsklart.

Kostnadene for første byggetrinn er beregnet til 120 mill. kroner.
Konsesjon er gitt for oppdemming til nivå 300. Teknisk sett kan deponiet heves til nivå 325. Dette vil fordoble deponiets levetid.
Full høyde på Dam 1 vil da bli 125 m.

FINSETUNNELEN

Siv.ing. Arvid Dokken
Selmer A.S

SAMMENDRAG

For NSB gjennomfører Selmer A.S en 12 km lang linjeomlegging av Bergensbanen over høyfjellet nær Finse. Tunnelen på 10,3 km er hovedobjektet i prosjektet.

Anleggsteknisk er tunnelprosjektet høyst konvensjonelt. Det som særmerker prosjektet er utfordringen i å gjennomføre et såvidt stort anlegg uten veiforbindelse på den mest værharde strekningen av "høyfjells-banen". Eneste tilkomst til anlegget er langs eksisterende jernbanelinje.

De strenge toleransekravene til konturboring har vært vanskelig å etterleve. Krav til retningsavvik bør defineres i forhold til en avtalt borplan, der det også tas hensyn til borutstyrets plassbehov. Trekkregler bør i framtida utformes som både bøter og bonus.

Til sist må nevnes den svært korte byggetiden som skaper konflikt med dagens krav til arbeidsmiljø. Anleggets beliggenhet og værmessige vanskeligheter gjør det heller ikke bedre å jobbe mot urimelig stramme tidsfrister.

SUMMARY

The Norwegian Railroad Administration has engaged Selmer A.S to carry out a 12 km long realignment contract near Finse on the "Bergensbanen" railroad, crossing the mountain divide between East- and West-Norway.

The main part of the project is the 10.3 km long tunnel.
As a construction job the technical execution of the project has been relatively straight forward.

The challenge on this project has in particular been the completion of a project of this size, without being allowed to build access roads to any point of the alignment and the location of the project in a semi-arctic environment.
The only access to the project has been by use of the heavily trafficked existing railroad.

The contract has specified very tight tolerances for the tunnel excavation which has been very difficult to fulfil.

As a last point it must be included the very short construction time which has caused conflict with present legal requirements as to working conditions at a construction site.

Prosjektet

Norges Statsbaner gjennomfører en 12 km lang linjeomlegging av Bergensbanen mellom Tunga og Høgheller. Denne banestrekningen mellom Oslo og Bergen befinner seg på en høyfjellsstrekning nær Finse, 1.200 - 1.300 m.o.h. Formålet med omleggingen er i hovedsak å redusere de store driftskostnadene med vinterbrøyting, vedlikehold av snøoverbygg og justering av skinnegang. I tillegg kommer redusert reisetid med ca. 8 minutter p.g.a. innkorting og økning av hastigheten.

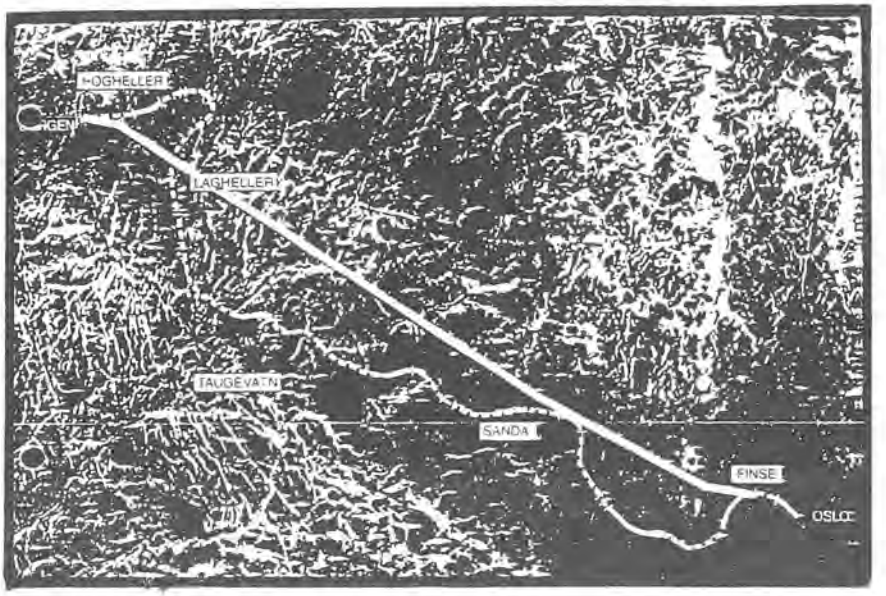


Fig. 1. Kart som viser eksisterende trasè og ny Finsetunnel.

Ombyggingen utføres i to entrepriser.
Entreprise 1 omfatter strekningen vest for Finse, hvor hovedobjektet er en 10,3 km lang tunnel. Det er etablert tverrslag til tunnelen ved Sandå. Tunnelen er drevet fra dette tverrslaget og fra vestre påhugg ved Lågheller. I østre ende, ved Finse, er det ikke tunnelarbeid. Dette har sin årsak i at Finse er et svært sensitivt samfunn, og skal skjermes for anleggsarbeidet. Her er bygget et 225 m langt snøoverbygg i betong, hvor tunnelen kommer ut i dagen.
På Lågheller er tunnelmassene lagt ut i en 800 meter lang jernbanefylling mot Høgheller.

Entreprise 2 omfatter strekningen øst for Finse, og består i hovedsak av å rette ut og løfte linjen over en 13 km lang strekning. Masseunderskudd i linjen skal dekkes av tunnelmasser fra Sandå og skal transporteres med jernbanevogner. Denne entreprisen blir i praksis å stykke opp i flere del-entrepriser.
sannsynlig oppstart av massetransport i 1993.

Selmer A.S har hatt kontrakt på utførelse av entreprise 1. Kontraktsum 155 mill. kr eks. mva. Den 12 km lange trasèen ble overlevert til NSB i juli dette år.

Anleggsforhold

Anleggsplassen har en særegen beliggenhet uten veiforbindelse på den mest værharde strekningen av Bergensbanen. Eneste tilkomst med folk, materiell og maskiner er langs eksisterende jernbanespor. Dette kan i seg selv være en krevende oppgave.
Siden anleggsstart august 1990 har anlegget tatt imot mer enn 1.500 jernbanevogner med utstyr. Dette tilsvarer et sammenhengende togsett på nærmere 25 km. Alle vognene er losset i sporet mellom jevnlige togpasseringer. Og togpasseringer er det nok av, ca. 20 - 25 i døgnet, i all hovedsak godstog.

Anleggsplassen på Sandå og Lågheller er rigget for innkvartering av henholdsvis 50 og 30 mann. Innbyrdes avstand mellom arbeidsstedene er ca. 7 km. Vinterstid tilbakelegges denne strekningen forholdsvis enkelt ved bruk av snøscootere. Sommerstid har anlegget vært helt avhengig av NSB's lokale trekkaggregat (diesellokomotiv) for bl.a. personelltransport til/fra Finse stasjon.

All transport og lasting/lossing er ressurskrevende. Med sin beliggenhet 1.200 - 1.300 m.o.h. må en forvente værmessige vanskeligheter. Vinteren 89/90 ble over 100 togavganger innstilt eller forsinket underveis p.g.a. snøstormer og vanskelige værforhold. Innen anleggsområdet samme vinter ble det målt snødybder opp mot 12 - 15 m. Anleggsteknisk kan dette by på problemer med uttransport av sprengstein fra tunnelene.

Våre arbeider har pågått uten nevneverdige problemer av slik art. Snømengdene var beskjedne vinteren 90/91, mens vinteren 91/92 holdt oss jevnlig sysselsatt med brøyting, mer eller mindre døgnkontinuerlig.

Jernbanetunnelen

Den 10,3 km lange jernbanetunnelen sprenges med tverrsnitt 36,6 m^2, bredde 5,6 m og høyde 7,1 m. I et midtre parti sprenges et 1.100 m langt dobbeltspor, 75 m^2 for kryssing (effektiv lengde 850 m).
I tillegg er det sprengt ut for et 130 m langt buttspor med svingskivehall i fjell. Dette gir mulighet for å snu trekkaggregat/brøyteredskap i den 26 m brede fjellhallen.

I den østlige delen av tunnelen (Finsesiden) monteres en frostport som skal hindre gjennomtrekk. Porten blir plassert i snøoverbygget og vil åpne/lukke automatisk ved togpassering.

Tunnelens stigningsforhold blir 8,7 o/oo fra vest og henholdsvis 8,7 o/oo og 3 o/oo på synk fra tverrslaget ved Sandåvatn.
Banens høyeste punkt blir 1.237 m.o.h. mot eksisterende linje i dagen 1.301 m.o.h.

Kompletteringsarbeider inngår i entreprisen, så som permanent sikring, bortledning av vann fra tunnelkontur, rørgrøft, underbygging med knuste masser og tilhørende betong - og masseflyttingsarbeider i dagen.

Geologi og Fjellsikring

Fjellforholdene er relativt bra. Den dominerende bergarten er en prekambrisk granitt, ca. 700 mill. år gammel. Granitten er generelt grovkornet med høyt kvartsinnhold og har ikke noen utpreget foliasjon.
Oppsprekningsgraden er liten til moderat utenom svakhetssoner. Stabilitetsmessig er fjellforholdene gode. Fjelloverdekningen varierer fra 50 - 250 meter.

P.g.a. snøforholdene er svakhetssoner kartlagt med en viss usikkerhet. Det var ikke ventet at større soner ville krysse tunneltrasèen.
En knusningssone har imidlertid medført full utstøping av tunnelprofilet. Svak tendens til sprakfjell er registrert stedvis langs trasèen. Dette har sin årsak at overlagrede spenninger ennå ikke er utløst.

Spettrensk og tilfeldig bolting har utgjort den generelle sikringen på stuff. Sprøytebetong er utført i beskjedent omfang. I krysningssporet (75 m^2 tunnelen) har imidlertid sikringen vært mer omfattende p.g.a. kraftig sprakfjellsaktivitet.

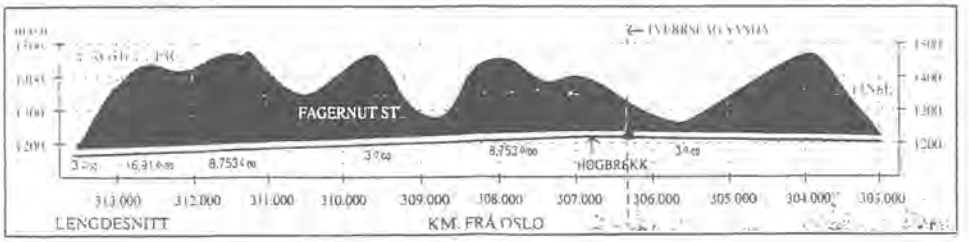


Fig. 2. Lengdeprofil av tunnelen.

Driftsopplegg tunnel

Det er arbeidet på 3 stuffer.
Bemanningen besto av totalt 9 stufflag à 3 mann. I tillegg kom bakmannskap, så som verksted, elektro, ventilasjon, pumping, veg/grøft-vedlikehold. Det er nyttet ordinær 2 + 1 skiftordning. Totalt utgjorde egne mannskap 40 mann knyttet til tunneldriften. Uttransport ble bortsatt i kontrakt som underentreprise.

Anlegget har benyttet 4 stk. borrigger:
* 3-boms AC Boomer 188 m/Cop 1440
* 3-boms AC Boomer 175 m/Cop 1238
* 3-boms AC Boomer 185 m/Cop 1440
* 3-boms AMV 382 m/Montabert HC80

Borplan tilsier ca. 90 hull i en salve. Borlengde er 18', dvs. 5,10 m innboret.
Sandvik Rock Tools var ansvarlig for levering av borstål. Det er nyttet stiftkroner.

Kutten er boret etter ett av to prinsipper, enten 1 x 5" grovhull eller 4 x 4" grovhull. 5" grovhull har vist seg å være vellykket. Det ble imidlertid ikke innarbeidet i alle arbeidslag, kun med HC80.
Vi sitter idag med interessante erfaringstall fra ulike borrigger og bormaskiner under ellers like forhold.

Hovedsprengstoff var ANFO (selvblandet) og utgjorde akkumulert 89 % av forbruket. Utlasting skjedde med 3 stk. Caterpillar 963 beltelastere. Ved normalt god steinrøys har disse maskinene oppnådd kapasiteter opp mot 125 fm^3/t. Transport av stein er utført med 14 m^3 tandembiler, henholdsvis Scania 112 og 142 ved tverrslag på Sandå, og Mercedes 2636 ved innslag i Lågheller.

Kontraktens krav til boravvik i kontur

Krav i kontrakt: "Ingen knøler skal stikke innenfor prosjektert bruttoprofil."
Og:
"Borhullet skal ansettes ikke mer enn 200 mm utenfor prosjektert bruttoprofil og ikke innenfor prosjektert bruttoprofil. Retningsavviket skal ikke overstige 450 mm fra prosjektert bruttoprofil målt i enden av borhullet. Dersom konturhullene ikke holder kravet, skal det trekkes et beløp fra hver salve i følge nedenstående:

a) ett til tre hull liggende 450 - 600 mm utenfor prosjektert bruttoprofil;
   trekk kr 2.500,-/salve.
b) fire eller flere hull liggende 450 - 600 mm utenfor prosjektert bruttoprofil, eller ett hull liggende mer enn 600 mm utenfor prosjektert bruttoprofil;
   trekk kr 6.000,-/salve."

Erfaringene sier at det er svært vanskelig å unngå knøler innenfor bruttoprofil når vi samtidig skal overholde kravet til tillatt retningsavvik på borhullene.

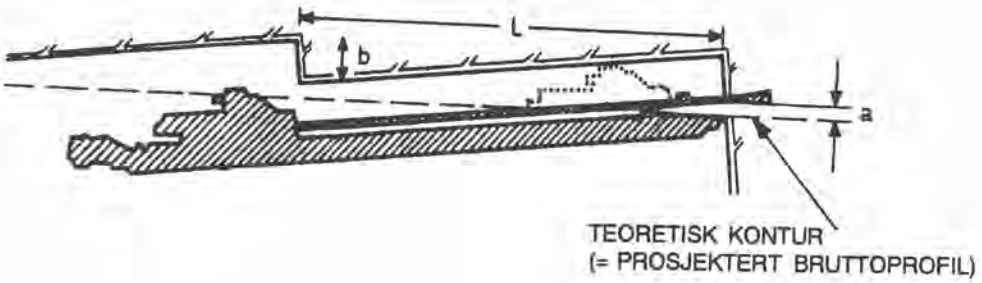


Fig. 3. Bormaskin og geide har plassbehov som vist.
- a. nødvendig ansettmål
- b. retningsavvik (stikning)
- l. salvelengde

Vi må være klar over at med dagens moderne borutrustninger, er det et absolutt plassbehov for geide og bormaskin. Dette er det etter min mening ikke tatt hensyn til i disse trekkreglene. Se fig. 3.
Samtidig skal vi huske på at fjell er et ikke-homogent materiale med svakhetsplan i flere retninger (sprekker/stikk). Dette vil medføre knøler innenfor en påmerket ansett-linje.

For å unngå knølstrossing måtte vi på Finse ansette 200 mm (a.) utenfor bruttoprofil. Se fig. 4. Dette medfører at vi har kun 250 mm til stikning av hullet. Dette er svært vanskelig å oppnå når en tar i betraktning at vi borer 30 hull à 5 m i konturen. Ett av disse på avveie noen få centimeter kvalifiserer til trekk i oppgjør.

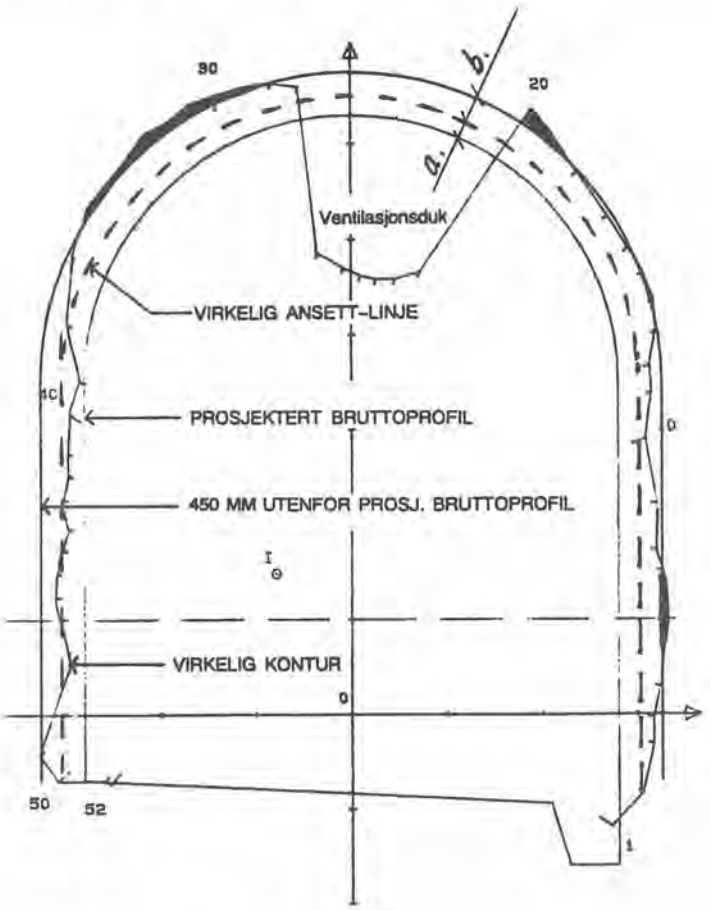


Fig. 4. Laserprofil viser overboring i hengen.
Resultatet kvalifiserer til kr 6.000,- pr. salve i trekk.

Jeg mener at kravet til retningsavvik skal defineres i forhold til avtalt borplan, justert for stedlig fjellforhold. På denne måten kommer ikke kravet i konflikt med krav til ruhet/jevnhet av konturen. Videre må det legges til et mål (toleranse) som gir nødvendig plass for bormaskin eller geide.

Profilering og etterkontroll i tunnelen bekrefter at ca. 1 av 6 salver godkjennes.
Vi kan ikke tillegge oppsprekning og utfall nevneverdig av årsaken, heller ikke feilmerking av salve på stuff. Det ble brukt 4 lasere pr. stuff, samt at veggene er vertikale.

Totalt er det sprengt 2.300 salver. Dette kunne i "worst case" bety nærmere 14 mill. kr trekk i oppgjør for et arbeid som i kontrakt er verd ca. 50 mill. kr. (Prosess 24 i prosesskoden). Jeg tror det er vanskelig å finne forståelse i bransjen for at sprengningsresultatet som vist i fig. 4 forringer produktet med 30% (=14 mill. kr.)

Vi har imidlertid registrert at både NSB og andre byggherrer/konsulenter i ettertid har lempet på denne trekkregelen når det gjelder trekkets størrelse. Vi registrerer også med glede at andre byggherrer innfører "ris/ros", altså både bøter og bonus.

Tilgjengelig byggetid

En av de største utfordringene ved gjennomføring av Finseprosjektet, har vært den meget stramme tidsplanen. Utgangspunktet for tildeling av kontrakt, var en tilgjengelig byggetid på 22 måneder. Underveis har imidlertid planendringer medført 1,5 måned forlenget byggetid.
Både entreprenør og byggherre var vel vitende om at byggetiden var urimelig kort.
Vi, - som entreprenør, valgte å måtte ta denne utfordringen.

	1990					1991												1992				
	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5
Riggefase	═══	═══																				
Drivetid			═══	═══	═══	═══	═══	═══	═══	═══	═══	═══	═══	═══	═══	═══	═══					
Etterarbeider																		═══	═══	═══	═══	═══

Fig. 5. Framdriftsplan ved kontraktsinngåelse.

Etter 2 måneder riggefase med sprengning av forskjæringer og tverrslag til hovedtunnelen, startet tunneldriften på tre stuffer.
Mulktbelagt delfrist for gjennomslag var satt til 15 måneder (inkl. ferier). De påfølgende 5 måneder var avsatt til etterarbeider komplett, slik at skinnelegging kunne starte umiddelbart etter.

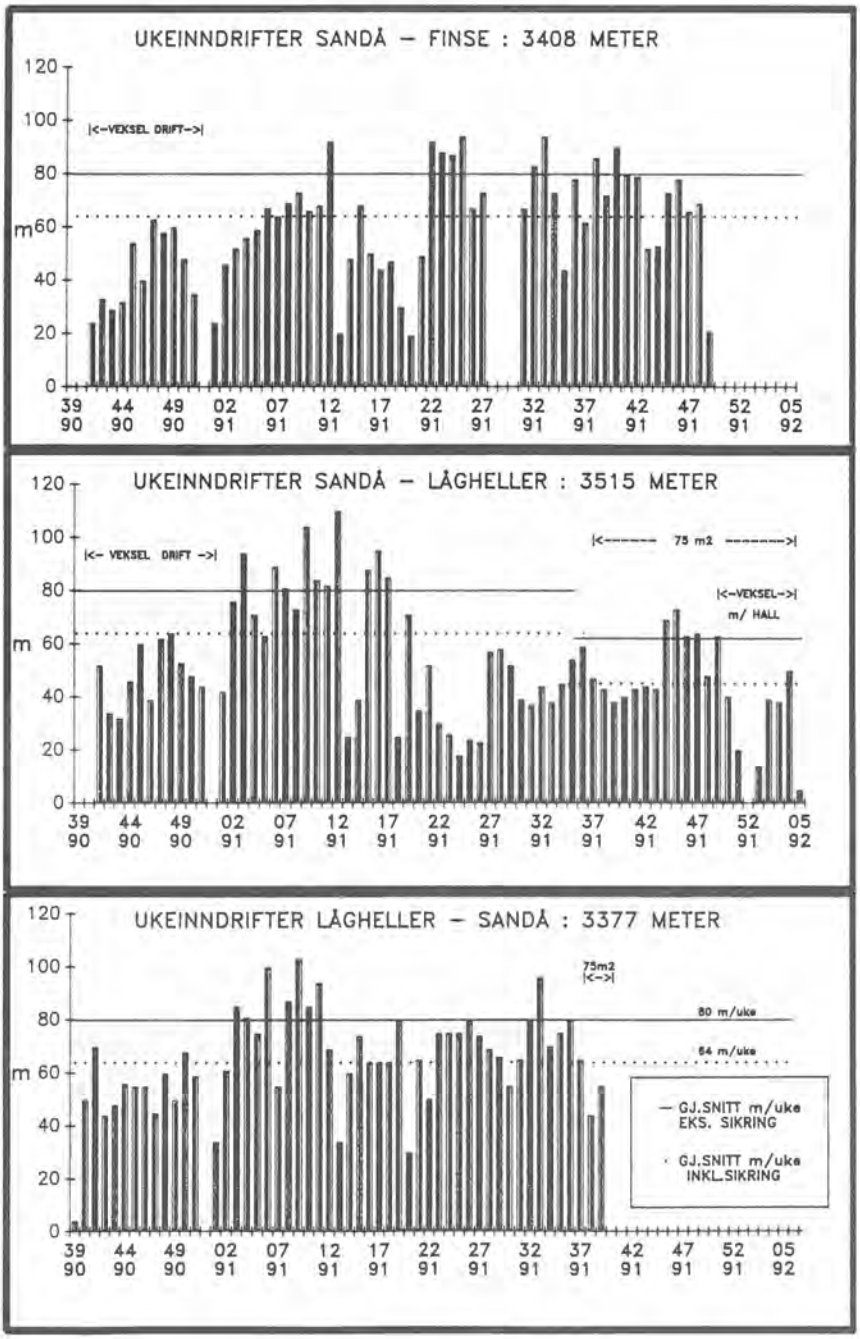


Fig. 6. Oppnådde ukeinndrifter for de 3 stuffene.
Inndriftene inkluderer gjennomgående hovedgrøft og nisjer tilsvarende 5 – 10 m/uke.

Tunneldriften har vært hektisk og intens fra begynnelse til slutt. Med kontraktens mengder for arbeidssikring på stuff, måtte gjennomsnittlig ukeinndrifter for normalprofilet (36,6 m^2) ligge på 64 m/uke. Tilsvarende for 75 m^2 tunnelen var 45 m/uke. Se fig. 5. Tallene inkluderer gjennomgående hovedgrøft i profilet, samt ulike typer nisjer i et omfang mer enn 100 stk., herav 50 stk. som snunisjer for egen drift. Nisjene representerte 1-2 salver heft pr. uke, altså tilsvarende 5-10 m/uke.

Kontraktens ekvivalenttidsregnskap regulerte de oppsatte tidsfrister ut fra virkelige utførte sikringsmengder.
Dersom mengdene i anbudet ble overskredet/redusert, var entreprenøren ansvarlig for et omfang, beregnet ekvivalent ± 4 uker uten regulering i tid. Dette betyr at de reelle kravene til inndrifter måtte ligge vesentlig høyere enn 64 m/uke, - nærmere 70 m/uke.

Tilsvarende, - dersom behovet for sikring uteble, ville byggetid bli avkortet, slik at krav til inndrifter, eksklusive sikring, måtte ligge mellom 80-90 m/uke i gjennomsnitt regnet fra første til siste dag (inklusive nisjer).
Det sier seg selv at det måtte stilles meget høye krav til såvel mannskap som maskiner.

Etterarbeider i tunnelen

Arbeidene etter gjennomslag i tunnelen har vært svært krevende for alle innvolverte, både mannskap, maskiner og ledelse.
Sprengningsarbeidene ble avsluttet midt i februar 1992 etter at ulike planendringer, s.s. linjeføring, dobbeltspor og svingskivehall hadde forskjøvet gjennomslagsdatoen.
I tiden fram til 19. juli (mulktdato) skulle følgende kontraktsarbeider utføres:

- spyling av hele profilet
- spettrensk av vegger/heng
- bolting (11.000 stk. à 2,4 m)
- kontroll/knølspretting i profil
- sprøytebetong
- nisjesprengning (omprosjektering)
- strossing for utliggerfester hver 45 m
- betongarbeider
- bunnrensk
- graving grøft
- kontroll/spretting i grøft
- sprengning for sandfangkummer og tverrgrøfter
- sprengning sidegrøfter
- legging drensledning og kummer (hovedgrøft og 15 % sidegrøft)
- rensk og avretting traubunn
- avretting med pukk til formasjonsplan
- isolasjon i såle (i frostsoner)
- bolter for utliggerfester til kjøreledning
- bolter for forsterkningsledning
- vannsikring (PE-skum)
- frostsikring (1, 2 og 3 lag m/PE-skum)
- utlegging av underballastpukk
- TV-kontroll av drensledning

- spyling/slamsuging av ledninger og kummer
- utlegging av ballastpukk (NSB-pukk)
- kabelkanaler
- trekkekummer og trekkerør under spor
- bolter for justering av skinnegang

Hovedproblemet med å koordinere disse aktivitetene i en 10,6 km lang og 5 m bred tunnel er:

- De fleste aktivitetene er såpass omfattende at de ikke kan gjøres i naturlig rekkefølge etter hverandre, dvs. – å gjøre seg ferdig med en/flere aktiviteter, slik at påfølgende arbeider kan starte. Dette er umulig p.g.a. total tilgjengelig tid på 5 måneder. Vi har måttet starte aktiviteter tidligere enn strengt ønskelig for å kunne overholde sluttdatoen. Dette får konsekvensen at produksjon/virksomheten blir altfor hektisk og intensiv. Vi har hatt opptil 12 arbeidslag på samme tid fordelt over 10,6 km.

Arbeidsforholdene forverres ytterligere p.g.a. følgende forhold:

- Ventilasjonsproblemer:
  Med sin høye beliggenhet midtfjells mellom øst og vest, kunne værdrag og temperaturforhold føre til at ladd og dieselrøyk stadig skiftet vindretning i tunnelen.
- Vannlekkasjer i fjellet:
  Midtveis i tunnelen passerte vi en lengre lekkasjesone. Denne ble forsøkt injisert under driving. Byggherren var i denne fasen imidlertid lite villig til å injisere på stuff. Injeksjon ble til sist utført, men etter vår mening for sent og etter feil metode, slik at resultatet er blitt deretter. Denne vannlekkasjen, samt andre tilfeldige lekkasjer i tunnelen, har bidratt til at alle etterarbeider i sålen er blitt vanskeligere å utføre. Det kan ikke utelukkes at den store vanntransporten kan gi problemer for vedlikeholdet i ettertid.
- Tilkomst/passering:
  Effektiv bredde blir p.g.a. åpen sidegrøft ca. 4 m, d.v.s. ingen passeringsmulighet for kjøretøy. Dette er et forhold som selvfølgelig har den høyeste prioritet under driftsplanlegging av etterarbeidene. Men ikke alle bevegelser i tunnelen lar seg planlegge. Og uforutsette transporter/passeringer er alltid like ubeleilige.

Kommentarer

Kravet til fremdrift i Finseprosjektet har vært særdeles tøft. Etter min mening har prosjektet blitt tildelt ett år for lite tilgjengelig byggetid. Dette er imidlertid et forhold som både byggherre og entreprenør har gått inn i med åpne øyne.

Kort drivetid sammenholdt med urimelig strenge toleranser til nøyaktighet under boring/sprengning, er frustrerende for såvel utøvende mannskap som ledelse.
5 måneder (inkl. påske og mai måned) tilgjengelig tid til komplettering tilsier et langt høyere aktivitetsnivå enn ønskelig i en lang, trang tunnel.
Kravet til fremdrift setter derfor ledelsen i en kontinuerlig konfliktsituasjon med gjeldende arbeidstidsbestemmelser og krav til arbeidsmiljø.

Det er en anbefaling at det i framtida legges mer vekt på forholdet til arbeidsmiljøet i en tidlig-fase av prosjektet. Det er for lettvint å overlate dette ansvaret til entreprenøren alene etter at byggetid er fastlåst i anbudsdokumentene. Alle seriøse byggherrer og entreprenører fokuserer idag på arbeidsmiljø som et satsningsområde. Det er derfor et felles ansvar mellom byggherre, konsulent og entreprenør å legge forholdene til rette for at vi skal kunne arbeide innenfor akseptable tidsfrister og et forsvarlig arbeidsmiljø.

Fig. 7 viser noen av de største tunnelprosjektene til NSB de siste årene. Dette er prosjekter på Bergensbanen i årene 1984 - 1992. Med Finsetunnelen ser vi en trend i tilstramming av byggetid som neppe er ønskelig.

Til slutt nevnes at Norges Statsbaner fikk sitt tunnelprosjekt overlevert til avtalt tid, avtalt kvalitet, - og til avtalt pris (?).

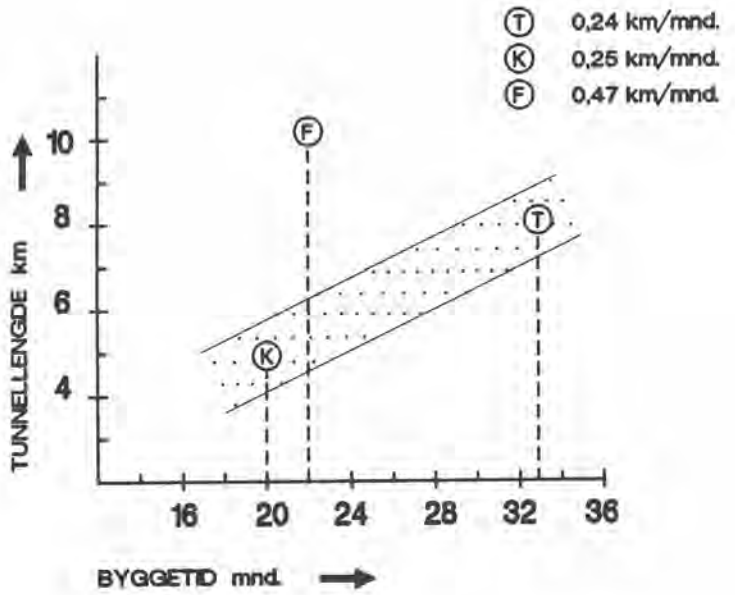


Fig. 7. 3 store tunnelprosjekter på Bergensbanen i årene 1984-92.

TROLL FASE I - UTBYGGINGEN

LANDFALLSTUNNELER

KRAV TIL KVALITET OG SIKKERHET

Troll Phase I Project
Landfall Tunnels
Quality and Safety Requirements

Sivilingeniør Egil Robstad, Statoil

SAMMENDRAG

Troll feltet som inneholder ca. 1250 milliarder kubikkmeter utvinnbar naturgass ligger i Nordsjøen ca. 80 km vest-nordvest for Bergen.

Den første fase i feltutbyggingen, Troll Fase I, startet i 1989 med A/S Norske Shell som utbygningsoperatør. Statoil vil være ansvarlig driftsoperatør når feltet kommer i produksjon i 1996. De totale investeringer frem til produksjonsstart er beregnet til ca. NOK 28 milliarder.

Det valgte konseptet for utbyggingen omfatter en plattform til havs og rørledninger for transport av våtgass til et behandlingsanlegg på land i Øygarden kommune ca. 40 km nord-vest for Bergen.

For å sikre gassrørledningene i strandsonen vil disse bli lagt i et undersjøisk tunnelsystem som totalt omfatter ca. 8 km tunneler med varierende tverrsnitt.

For gjennomføring av tunnelprosjektet er det satt høye krav til kvalitet og sikkerhet i tråd med Norske Shell's ambisjoner og målsetninger for helse, sikkerhet og miljø.

Spesielle tekniske og utførelsesmessige utfordringer er knyttet til følgende aktiviteter:

- prosjektering og installasjon av stigerør
- utslag på 170m vanndyp
- tetning av vertikale utslagsjakter
- installasjon av gassrørledninger

Det er utført omfattende geologiske og geofysiske undersøkelser i strandsonen og vurderinger av disse samt de rørtekniske og installasjonsmessige forhold har dannet grunnlag for valg av tunnelsystemets utforming.

Den kontraktsform som er valgt for gjennomføring av prosjektet gir en balansert ansvarsfordeling og har medført et godt samarbeide mellom byggherre, konsulent og entreprenør.

For å sikre en vellykket gjennomføring av prosjektet hvor krav til kvalitet og sikkerhet oppnås på alle plan, pålegges byggherrens egen prosjekt organisasjon et omfattende koordinerings og oppfølgingsansvar.

SUMMARY

The Troll field which contains approximately 1250 billion cubicmeter of recoverable natural gas is located in the North Sea approximately 80 km west- northwest of Bergen.

The first phase of the filed development, Troll Phase I, was started in 1989 by A/S Norske Shell as the responsible development operator. Statoil will be the responsible production operator from 1996. The total investment before start of production is calculated to NOK 28 billion.

The concept chosen for the development comprises a platform offshore and pipelines for transportation of wet gas to a landbased gas treatment plant in the Øygarden kommune located approximately 40 km northwest of Bergen.

In order to secure the gas pipelines in the rugged shore area will these be placed in a subsea tunnel system; in total approximately 8 km of tunnels with various cross sections.

For the execution of the tunnel project very stringent quality and safety requirements are set in accordance with Norske Shell's ambitions and objectives concerning health, safety and environment.

Specific technical and construction challenges are related to the following activities:

- design and installation of riser structure
- construction of vertical shafts to seabottom at 170 m depth
- sealing of vertical shafts
- installation of gas pipelines

Comprehensive geological and geophysical investigations of the near-shore area have been carried out and evaluation of these conbined with due considerations to pipeline design and installation have given the basis for lay-out of the tunnel system.

In execution of the project emphasis have been focused on utilizing the specific experience and expertise which norwegian landbased and tunnel construction industry represents. This is reflected in the contract philosophy chosen for design and construction.

In order to ensure an successful execution of the project, detailed coordination and follow-up is required by the operators own organisation.

1. PROSJEKTBESKRIVELSE

Innledning

Troll feltet som ligger ca. 80 km vest-nordvest for Bergen ble oppdaget i 1979. Feltet omfatter blokkene 31/2, 31/3, 31/5 og 31/6 på den norske kontinentalsokkelen og inneholder ca. 1250 milliarder kubikkmeter utvinnbar naturgass. A/S Norske Shell oppdaget feltet og er ansvarlig utbygningsoperatør for Troll Fase I utbyggingen for utvinning av gass fra blokk nr. 31/6 som inneholder ca 2/3 av feltets reserver. Statoil vil være ansvarlig driftsoperatør når denne delen av feltet settes i produksjon i 1996. Leveranser av gass fra Troll

feltet vil kunne sikre ca. 10% av Europas gassforsyning langt inn i neste århundre.

Troll Fase I - utbyggingen omfatter en produksjons plattform til havs på blokk nr. 31/6. Fra denne plattformen vil det bli transportert ubehandlet våtgass gjennom 65 km lange rørledninger til et prosessanlegg på land. Gassbehandlingsanlegget er lokalisert til Kollsnes som ligger på vestre siden av Øygarden ca. 40 km nordvest for Bergen. I dette anlegget vil våtgassen bli behandlet til salgskvalitet for så å bli eksportert via rørledningssystemer til Tyskland og Belgia. Anlegget er dimensjonert for en produksjon på 84 mill. m^3 gass per døgn med mulighet for en fremtidig økning til 140 mill m^3.

Elektrisk kraft til plattformen vil bli produsert på land og overført gjennom en kombinert kommunikasjons/kraft kabel.

De tekniske problemstillinger man har stått ovenfor i.f.m. ilandføring av gassrørledningene til Øygarden er årsaket av den kuperte topografi og sjøbunn i området; typisk for den norske vestkysten. For å sikre rørledningene i strandsonen vil disse derfor bli ført inn i undersjøiske tunneler fra ca 3.6 km fra kysten og inn til prosessanlegget. Tunnelene vil bli drevet fra land til et område hvor det er mulig å legge alle Troll Fase I rørledningene på havbunnen og hvor vanndypet ikke er større enn at hyperbarisk sveising kan utføres.

<u>Landfallstunneler</u>

For å beskytte rørledninger med gass til og fra prosessanlegget på Kollsnes er følgende tunneler under bygging:

- KOLLSNES SYD TUNNEL

  Dette er hoved tunnelen for Troll Fase I med plass til fem gassrørledninger (36"-42"). Tunnelen har et tverrsnitt på 66 m^2 og vil bli drevet ca. 1700 m på synk 1:7 fra land til laveste nivå, 240 m under havflaten. Derfra vil tunnelen bli drevet ca. 2000 m med stigning 1:100 til utslagsområdet. I utslagsområdet vil grentunneler bli drevet frem til tre vertikale sjakter for gjennomslag til havbunnen på ca. 170 m dyp. I de vertikale sjaktene vil det bli installert stigerørspakker (konstruksjon med vertikaltstilte gassrør) som forbindelse mellom rørledningene på havbunnen og i tunnelene.

- KOLLSNES SEKUNDÆR SYD TUNNEL

  Sekundær (reserve/evt. fremtidig) tunnel for Troll Fase I med plass til to eksport gassrørledninger. Tunnelen har et tverrsnitt på 48 m^2 og blir drevet parallelt med hovedtunnelen til lavbrekk ca. 1700 m fra påhugget på land. Det er ikke tatt endelig beslutning om videreføring, fra lavbrekk, av denne tunnelen.

- KOLLSNES NORD TUNNEL

  Tunnel for en fremtidig, Troll Fase II utbygging. Av praktiske og tekniske grunner vil ca. 1000 m av denne fremtidige tunnelen bli drevet i Troll Fase I. Tunnelen har et tverrsnitt på 66 m^2 og vil etter neste utbygningsfase føre våtgass rørledninger fra et annet utslagsområde til prosessanlegget.

De tre tunnelene er integrert i et kompleks tunnelsystem med adkomst-, inngangs- og grentunneler. Tunnelsystemet er planlagt med tilstrekkelig fleksibilitet for å kunne tilpasses eventuelle endringer i forutsetningene for fremtidig gasstransport til og fra Kollsnes.

Av sikkerhetsmessige grunner vil gassrørledningene og andre rørledninger i tunnelene bli tilbakefylt med knuste steinmasser. Tunnelene vil bli vannfylt i driftsfasen og for temperaturkontroll vil det bli installert vannutskiftningsrør i utslagsjaktene.

Spesielle utfordringer med hensyn til gjennomførbarhet samt sikre og optimale løsninger er knyttet til følgende aktiviteter:

- utslag på 170 m vanndyp
- utvikling av stigerørs konsept
- installasjon av stigerør og tetning av vertikalsjakt
- installasjon av opptil fem stk. rørledninger i samme tunnel.

Konsepter for ovenstående er nå i hovedsak valgt og detaljprosjektering og driftsplanlegging pågår parallelt.

I området består fjellet av prekambrisk gneis med hovedsaklig granittisk sammensetning. Valg av tunneltraseer er basert på geologiske og geofysiske undersøkelser for å unngå større svakhetssoner og for å oppnå størst mulig fjelloverdekning. Men traseene er i høy grad diktert av valg av utslagsområde samt plassering av prosessanlegget på land.

2. KRAV TIL KVALITET OG SIKKERHET

Kvalitet og sikkerhet, relatert til gjennomføring av tunnelanlegget er integrerte begreper som begge kan favne vidt. Det er her derfor valgt å beskrive kvalitets- og sikkerhetsmessige krav i henhold til følgende innledning:

- Overordnede krav fastsatt av myndigheter
- Prosjektkrav
  * Helse-, sikkerhet og miljøkrav
  * Funksjonskrav og krav til teknisk kvalitet

Myndighetskrav

For den landbaserte del av tunnelprosjektet, d.v.s. om vi ser bort fra aktiviteter på og i sjøen (transport og installasjon av stigerør, undersøkelser og forberedende arbeider på havbunnen etc.) gjelder bl.a. følgende lover:

- Lov om arbeidervern og arbeidsmiljø
- Lov om brannvern m.v.
- Lov om brannfarlige varer
- Lov om eksplosive varer
- Lov om tilsyn med elektriske anlegg og elektrisk utstyr
- Lov om produktkontroll og avfall
- Plan og bygningsloven

En rekke forskrifter med generelle og spesielle bestemmelser fastsatt med hjemmel i de ulike lover er utgitt. Av spesiell og vidtrekkende betydning er forskrift om plikt til å opprette internkontollsystem

for landbasert virksomhet. Denne forskriften ble fastsatt ved kgl. res. 22 mars 1991 og trådte i kraft 1. januar 1992. Forskriften gir bestemmelser om at den som er ansvarlig for virksomheten plikter å sørge for systematisk oppfølging av krav fastsatt i arbeidsmiljøloven, forurensningsloven, brann- og eksposjonslovgivningen, produktkontrolloven, sivilforsvarsloven og lov om tilsyn med elektriske anlegg og elektrisk utstyr.

Formålet med forskriften er at den ansvarlige skal systematisere arbeidet for å oppnå et bedre arbeidsmiljø, bedre vern av det ytre miljø mot forurensing, bedre behandling av avfall, bedre vern mot helse- og miljøskader, samt å forhindre ulykker og uhell ved brann og eksplosjon. Det forutsettes herved at styring, kontroll og aktiv deltaking av den ansvarlige for virksomheten, arbeidstaker og myndigheter vil bidra til å forebygge skader.

Det kreves at den ansvarlige for virksomheten skal kunne dokumentere internkontrollsystemet og dets gjennomføring og til enhver tid holde dokumentasjonen tilgjengelig for myndighetene.

Følgende etater vil føre tilsyn med at kravene overholdes:

- Arbeidstilsynet
- Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern/kommunale brannvernmyndigheter
- Elektrisitetstilsynet
- Statens forurensningstilsyn
- Fylkesmann/kommune
- Industrivernet

Det forutsettes at myndighetene etter hvert samordner tilsynsvirksomheten, for å unngå at det blir stilt uforenelige krav, og at det legges vekt på systemrevisjon; d.v.s granskning av den dokumentasjon som virksomheten har utarbeidet for å dokumentere handlingsplaner, organisasjon og rutiner for oppfølging av krav til helse, sikkerhet og miljø.

Prosjektkrav

Spesielle utfordringer i gjennomføringen av tunnelprosjektet er bl.a. årsaket av at prosjektet omfatter elementer av pionerarbeid både prosjekterings- og utførelsesmessig, f.eks. gjennomslag til sjøbunnen på 170 m dyp og installasjon av opptil fem store gassrørledninger, 36"-42", i en tunnel. Videre er det stilt uvanlige høye krav og målsetninger til personsikkerhet, helse-, sikkerhet- og miljøaspekter, samt til funksjonsmessig og teknisk utførelse.

Det høye ambisjonsnivået for personsikkerhet, er satt i erkjennelsen av at skade- og ulykkesfrekvensen med gjennomføring av tilsvarende anlegg har vært for høy og kan forbedres og at dette også er lønnsomt.

Kravene til teknisk kvalitet er direkte knyttet til tunnelens funksjon som primært er å beskytte gassrørledningene i minst 50 års levetid samt til alvorlige sikkerhetmessige og økonomiske konsekvenser dersom funksjonskravene ikke oppfylles.

Helse, Sikkerhet og Miljø

A/S Norske Shell's visjoner og policy angående helse, sikkerhet og miljø er grunnlaget for de krav og retningslinjer som er gjort gjeldende innen dette område for Troll utbyggingen og dermed også for tunnelarbeidene. Selskapet har vedtatt egne retningslinjer for arbeidet med helse, sikkerhet og miljø som likestiller disse med selskapets øvrige forretningsmål.

Dette vedtaket forplikter Norske Shell til å drive sin virksomhet på en slik måte at:

- helse og sikkerhet fremmes for egne ansatte såvel som for samarbeidende entreprenører
- det skapes et godt og sikkert arbeidsmiljø
- miljøet vernes
- allmennheten beskyttes mot skade og tap av materielle verdier

I et utsagn vedrørende vedtaket presiseres at det er ledere og de enkelte ansatte på alle nivåer som pålegges ansvaret for at vedtaket blir realisert. Videre at selskapet har et overordnet mål om å forhindre enhver ulykke og skade. Minst ni av ti ulykker oppstår som følge av menneskelig svikt, og ikke på grunn av mangler ved verktøy, utstyr og anlegg. Av den grunn skal mye av innsatsen innenfor sikkerhet konsentreres om holdninger og atferd.

Med utgangspunkt i A/S Norske Shell's overordnede målsetning og retningslinjer for helse, sikkerhet og miljø, og i samråd med Statoil, er det utarbeidet sikkerhetskrav for Troll prosjektet hvor policy, hensikt og mål, strategi, ansvar og resultatmåling er nærmere definert.

Strategi og generelle krav for alt HSM relatert prosjektarbeid er:

- HSM relatert til tekniske og driftsmessige forhold skal løses av design ingeniører i samarbeid med HSM eksperter på "System for system" basis og integreres i prosjektets funksjonelle/tekniske spesifikasjoner

- Risiko for mennesker, eiendom, produksjon og miljø skal estimeres/vurderes og tiltak skal settes i verk for å minske slik risiko

- Dokumentasjon som klart viser at HSM er ivaretatt i samsvar med lover/forskrifter og prosjektkrav skal utarbeides. Verifikasjonstester skal gjennomføres regelmessig for å sikre at HSM programmer er implementert og fungerer

- HSM skal være et inkludert tema i alle prosjekt og informasjonsmøter

- "Helse" skal forebygges/oppmuntres ved gjennomføring av kampanjer

- I forkant av prosjektering skal informasjon av relevant HSM erfaring innsamles og integreres i design

- Prosjektteamet skal forsikre at kontraktører utfører arbeidet slik at HSM krav ivaretas

- Prosjektet skal søke råd fra eksperter og bruke opinionsmålinger for å sikre et godt arbeidsmiljø

- Viktige HSM dokumenter skal oversendes driftsoperatøren (Statoil) for kommentarer eller tilføyelser

Det kreves at det for hvert delprosjekt/anlegg utarbeides detaljerte helse, sikkerhet og miljø planer med klart definerte aktiviteter og mål. Planen skal oppdateres for hver prosjektfase, følges opp kontinuerlig, dokumenteres og jevnlig rapporteres. Ansvar for oppfølging av planene er et "linjeansvar"; d.v.s. hver prosjektdeltaker har et HSM ansvar innen sitt arbeidsområde. Prosjektets sikkerhetsmessige ambisjoner og mål er reflektert som spesifikke krav i de kontrakter som inngås med konsulenter og entreprenører. Til tunnelentreprenøren er det stilt spesielle krav til bl.a. følgende:

- Sikkerhetsopplæring
- Sikkerhets/vernearbeid
- Bruk av verneutstyr
- Teknisk sikkerhetsutstyr
- Kvalitetssikring
- Sikkerhetsprosedyrer
- Beredskap

For nærmere beskrivelse av de sikkerhetmessige krav som spesielt angår tunneldriften henvises til foredrag av siv.ing. B. Nermonen på fjellsprengingskonferansen 1991; ref. Del II, Bergmekanikk - Høye mål for arbeidsikkerheten i anleggsfasen.

Funksjonskrav og Teknisk Kvalitet

Med følgende forutsetning som utgangspunkt:

- gjennomslag til sjøbunnen er bare mulig innen et begrenset område

- prosessanleggets plassering på land fastlegges ut fra andre kriterier

er det overordnede funksjonskrav å prosjektere og bygge et kost effektivt og teknisk sikkert tunnelsystem som skal beskytte rørledninger, kabler og annet mekanisk utstyr i 50 år, og hvor systemet inkl. rør og utstyr skal kunne overvåkes, inspiseres, vedlikeholdes og om nødvendig repareres i driftsperioden.

Den mekaniske permanente utrustningen omfatter følgende hovedelementer:

- 3 stk. 36" import rørledninger
- 1 stk. 40" eksport rørledning (til Sleipner)
- 1 stk. 36"-42" eksport rørledning (til Heidrun)
- 1 stk. 40" eksport rørledning (til 16/11-S)
- 1 stk. 4" glykol rørledning
- 1 stk. stigerørsplugg for import rørledninger
- 1 st. stigerørsplugg for eksport rørledninger
- 1 stk. 6" 36kv kommunikasjons/kraft kabel
- 2 stk. 150 mm 145 kv kraftkabler

Tunnelsystemet skal være planlagt med tilstrekkelig fleksibilitet for følgende forhold:

- endelig beslutning om antall rør for gasseksport vil bli tatt på et senere tidspunkt i utbyggingsfasen

- fremtidige Troll utbygginger kan føre til utvidelse av prosessanlegget

I hovedtunnelen skal det kunne installeres fem gassrørledninger, rør for glykoltransport og kraftkabler. I sekundærtunnelen skal det kunne installeres to gassrørledninger.

I driftsperioden skal tunnelene være vannfylte. Inspeksjon og ev. utskifting av anoder for rustbeskyttelse av rørledninger skal kunne utføres fra undervannsfarkost ("ROV"). For annet vedlikehold eller inspeksjonsarbeid skal tunnelene kunne tørrlegges. For å hindre temperaturstigning av vannet i tunnelene skal dette sirkuleres/utskiftes. Det skal kontinuerlig tas prøver av vannet og ev. gassforekomster i tunnelene skal oppdages umiddelbart.

For å ivareta ovennevnte funksjonskrav skal permanent utstyr og systemer prosjekteres, installeres og integreres i prosessanleggets sentrale drifts- og kontollsystemer.

Krav til teknisk kvalitet skal tilfredsstille alle relevante myndighetskrav; ref. krav spesielt fra Oljedirektoratet og Direktoratet for brann og eksplosjon.

På områder hvor Statoil har utarbeidet egne tekniske spesifikasjoner er disse gjort gjeldende for prosjektet.

For øvrig skal all prosjektering, bygging og installasjon utføres i overensstemmelse med norske standarder.

For prosjektering av rørledninger henvises forøvrig til følgende koder:

- Dnv (1981) "Rules for submarine pipeline systems"
- ANSI B31.4 "Code for liquied petroleum transportation piping systems"
- ANSI B31.8 "Code for gas transmission and distribution piping systems"
- ANSI B31.3 "Code for chemical plant and petroleum refinery piping systems"
- Dnv RP E305 "On-bottom stability design of submarine pipelines"
- DnV RP B401 "Cathodic protection design"

3. PROSJEKTGJENNOMFØRING

Her er beskrevet noen forhold som anses å være av vesentlig betydning for en vellykket gjennomføring av tunnel prosjektet m.h.t. å oppnå kvalitets- og sikkerhetsmessige målsetninger.

Forundersøkelser og Trasevalg

Det er utført omfattende geologiske og geofysiske forundersøkelser. De geofysiske undersøkelsene er gjennomført som akustiske og refreaskjonseismiske målinger og det er utført kjerneboringer i

sjøbunnen spesielt i utslagsområdet.

Tunnelsystemets utforming; trasevalg, overdekning, stigningsforhold, utslagsløsning etc., er basert på vurderinger av de undersøkelser som er utført i strandsonen samt rørtekniske og installasjonsmessige forhold.

Kontraktsforhold

Den kontraktsmodel som er valgt for gjennomføring av tunnelprosjektet medfører ikke bare et betydelig koordinerings- og oppfølgningsansvar for byggherren men også et direkte ansvar for tunnelsikringen.

En kontrakt for konseptutvikling og forprosjektering ble inngått med A.R.Reinertsen i august 1990. Forprosjekteringen ble avsluttet i mai 1991 og en ny kontrakt for detaljprosjektering ble samtidig inngått med samme konsulent. Kontrakten omfatter all bygningsteknisk og mekanisk prosjektering inkl. rørledninger, stigerørspakker og systemer for drift og vedlikehold. Prosjekteringsarbeidet utføres parallelt og koordinert med tunnelentreprenørnes arbeider.

Byggekontrakten for tunnelarbeidene ble tildelt AF Spesialprosjekt i oktober 1991. Kontrakten er i hovedsak basert på enhetspriser for materialer, utstyr og spesifiserte arbeidsoperasjoner. I tillegg til tunnelarbeidene omfatter kontrakten arbeider i dagen for fremføring av rørledningene mot prosessanlegget. Videre er entreprenøren pålagt ansvaret for sjøtransport og installasjon av stigerørspakker og med anvendelse av en opsjon i kontrakten kan ansvaret for installasjon av alt mekaniske utstyr i tunnelene (rør, kabler etc.) overføres til tunnelentreprenøren. All arbeidssikring i forbindelse med tunneldriving er entreprenøren ansvar, mens den permanente sikringen av tunnelene bestemmes av Norske Shell på grunnlag av registrering og vurdering av de geologiske og fjelltekniske forhold.

Det vil bli inngått en egen kontrakt for installasjon av mekanisk utstyr. Denne kontrakten vil, dersom prosjektet av praktiske og sikkerhetmessige grunner ønsker det, tiltransporteres til tunnelentreprenøren. For fabrikasjon av rør og stigerørspakker vil det bli inngått separate kontrakter for overlevering til ansvarlig installasjonskontraktor.

Byggherrens Organisasjon og Oppfølging

HSM Program for Anleggsarbeid på Kollsnes

A/S Norske Shell har hovedbedriftsansvaret på Kollsnes i utbyggingsperioden. Prosjektets anleggssjef har det stedlige ansvar for å ivareta selskapets forpliktelser m.h.t. helse, sikkerhet og miljø. Prosjektets anleggsorganisasjon har en egen seksjon med sikkerhetsingeniører som i faglige og praktiske spørsmål er rådgivere for anleggssjefen.

For å sikre at anleggsarbeidet blir utført i samsvar med byggherrens krav og de til en hver tid gjeldende retningslinjer og forskrifter fra myndighetene er det utarbeidet et program som beskriver hvordan HSM arbeidet skal organiseres og ivaretas. Programmet gir klare definisjoner bl.a. på følgende forhold:

- Byggherrens HSM organisasjon, ansvar og aktiviteter

- Krav til entreprenørens organisasjon for miljø og sikkerhet
- Entreprenørens HSM ansvar relatert til hovedbedriftens ansvar
- Organisering av miljøvern, helsearbeid og velferdsarbeide
- Kontaktsforhold mot myndigheter og fagforeninger

På grunnlag av byggherrens HSM program og prioriterte innsatsområder skal entreprenøren utarbeide sitt eget program slik at overordnede målsetninger kan oppnås.

Som et ledd i gjennomføringen av HSM arbeidet er følgende krav til oppfølging og kontakt fastlagt:

- Ukentlige HSM møter med deltakelse av byggherre, entreprenør og evt. myndigheter og organisasjoner. Faste agendapunkter på disse møtene er bl.a.; rapport fra vernerunder, miljørapport / avfallshåndtering, brann/førstehjelp- øvelser og trening, underentreprenører, HSM informasjon fra Shell/myndigheter og ulykkesrapportering.

- Entreprenøren skal ukentlig gjennomføre vernerunder og vernemøter. Byggherrens sikkerhetsingeniør og koordinerende hovedverneombud kan delta i dette arbeidet. Entreprenøren skal føre protokoll fra alle vernerunder og møter.

- Krav om gjennomføring og deltakelse på sikkerhetskurs og spesiell sikkerhetsopplæring innen aktuelle områder.

- Alle ulykker, både på person, materiell og miljø varsles, registreres og etterforskes. Dette gjelder også for nestenulykker.

- Avvik fra påbud om bruk av personlig verneutstyr skal rapporteres og følges opp.

Som hovedbedrift har byggherren utarbeidet og iverksatt en plan for den totale beredskap på Kollsnes. Beredskapen var til å begynne med basert på å bruke lokale ressurser. Etter hvert som omfanget av arbeider økte ble beredskapen utvidet til et samarbeid mellom lokale instanser og ressurser på anlegget. På anlegget bygges det opp ressurser som vil være tilpasset behovet til enhver tid. Entreprenøren plikter å iverksette beredskap for sine egne arbeider samt å samordne dette med byggherren. Entreprenøren plikter også å delta i felles beredskapsøvelser som gjennomføres på anlegget i regi av hovedbedriften.

Prosjektering/Valg av Løsninger

For å sikre at de "beste" løsninger blir valgt, både utformnings- og utførelsesmessig, for viktige/kritiske deler av anlegget er det etablert et konstruktivt samarbeid mellom byggherre, konsulent og entreprenør. Før endelig valg av alternative løsninger forbundet med sikkerhetsmessig risiko utføres risikoanalyser og nødvendige studier og tester som verifikasjon på akseptabel sikkerhetsmessig gjennomførbarhet.

Sikring av Tunnelene

Tunneldriften overvåkes kontinuerlig av en egen seksjon i byggherrens anleggsorganisasjon. Denne seksjonen består av tre erfarne

ingeniørgeologer som kartlegger alle geologiske trekk som har stabilitetsmessig betydning før arbeidssikringen utføres. Kartleggingen danner grunnlaget for vurdering og beslutning av tunnelens permanentsikring.

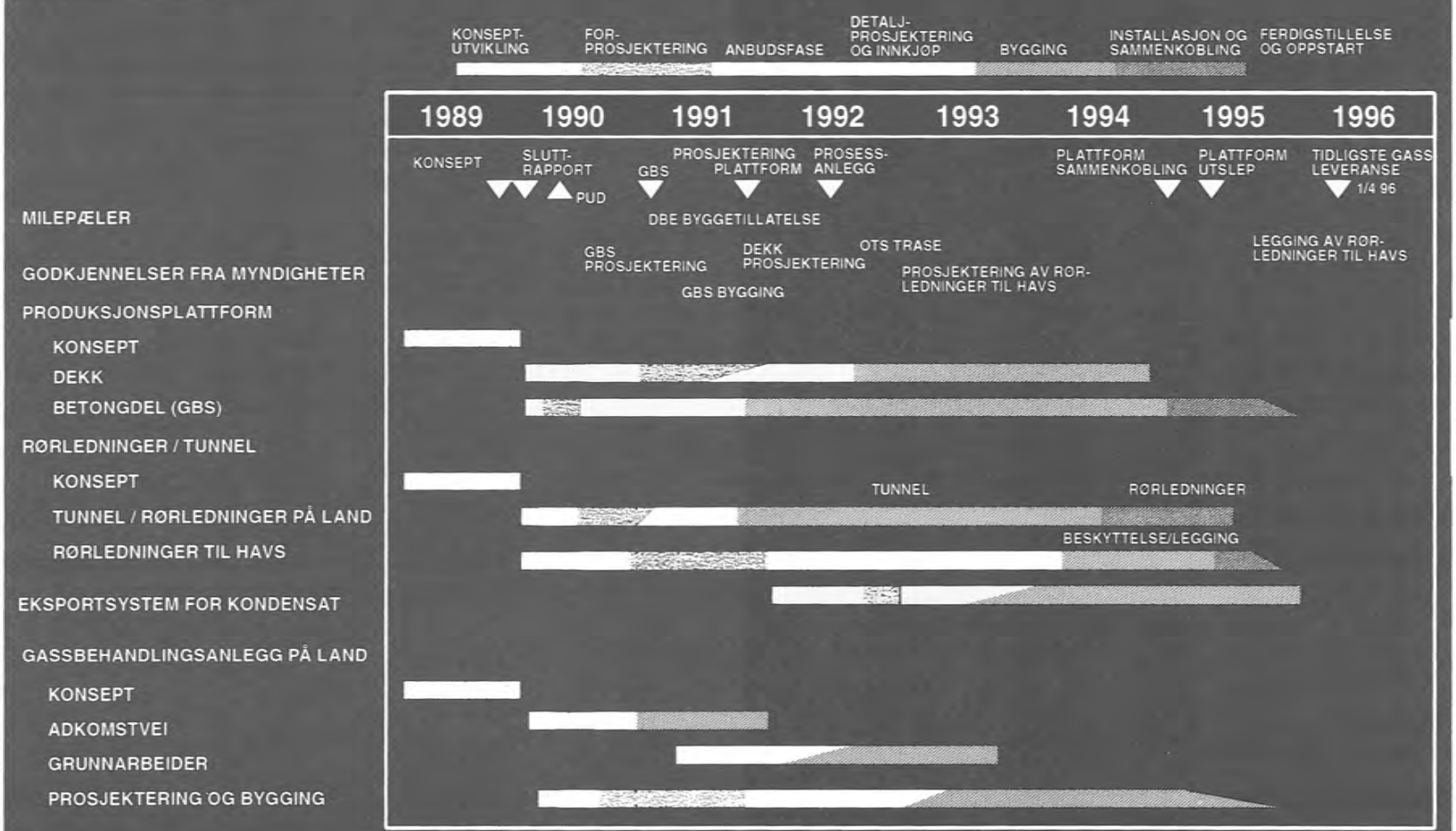
Ingeniørgeologene er ansvarlig for at alle sikringsarbeider blir utført i.h.t. gjeldene prosedyrer og spesifikasjoner. Videre utføres prøvetaking av fjell/leire som danner grunnlag for styrkemessige beregninger. Det er et absolutt krav at det fjell som representerer potensiell fare for nedfall skal sikres. Dette kombinert med nedfylling av gassrørene med knuste steinmasser skal gi den sikkerhet som kreves for drift av anlegget i 50 år.

Tunnelsikringens primære byggeklosser er fiberarmert sprøytebetong og fjellbolter. P.g.a. mangelfulle data vedrørende disse elementers levetid i det aktuelle miljø med vannfylte tunneler, utføres sikringen konservativt i forhold til sikring av andre typer tunneler.

For å tilfredsstille Troll prosjektets krav til dokumentasjon og verifikasjon blir det utført en uavhengig, tredje parts, kontroll av sikringsarbeidene i tunnelene. Denne kontrollen utføres av Norges Geotekniske Institutt.

TROLL
GASS FOR EUROPA

FREMDRIFTSPLAN



MIRS/JULY 92

18 12

A/S NORSKE SHELL U&P
POLICY FOR HELSE, SIKKERHET OG MILJØ (HSM POLICY)

A/S NORSKE SHELL L&U vil drive sin virksomhet på en slik måte at man :

- **Fremmer helse og sikkerhet for egne ansatte så vel som entreprenører;**
- **Skaper et godt og sikkert arbeidsmiljø;**
- **Verner om miljøet;**
- **Beskytter allmennheten mot skade og forhindrer ødeleggelse eller tap av materielle verdier.**

Helse, Sikkerhet og Miljø er likeverdige med selskapets øvrige forretningsmålsetninger.

Ansvaret for å realisere denne policy i alle selskapets aktiviteter påhviler linjeledelsen så vel som de enkelte ansatte på alle nivåer.

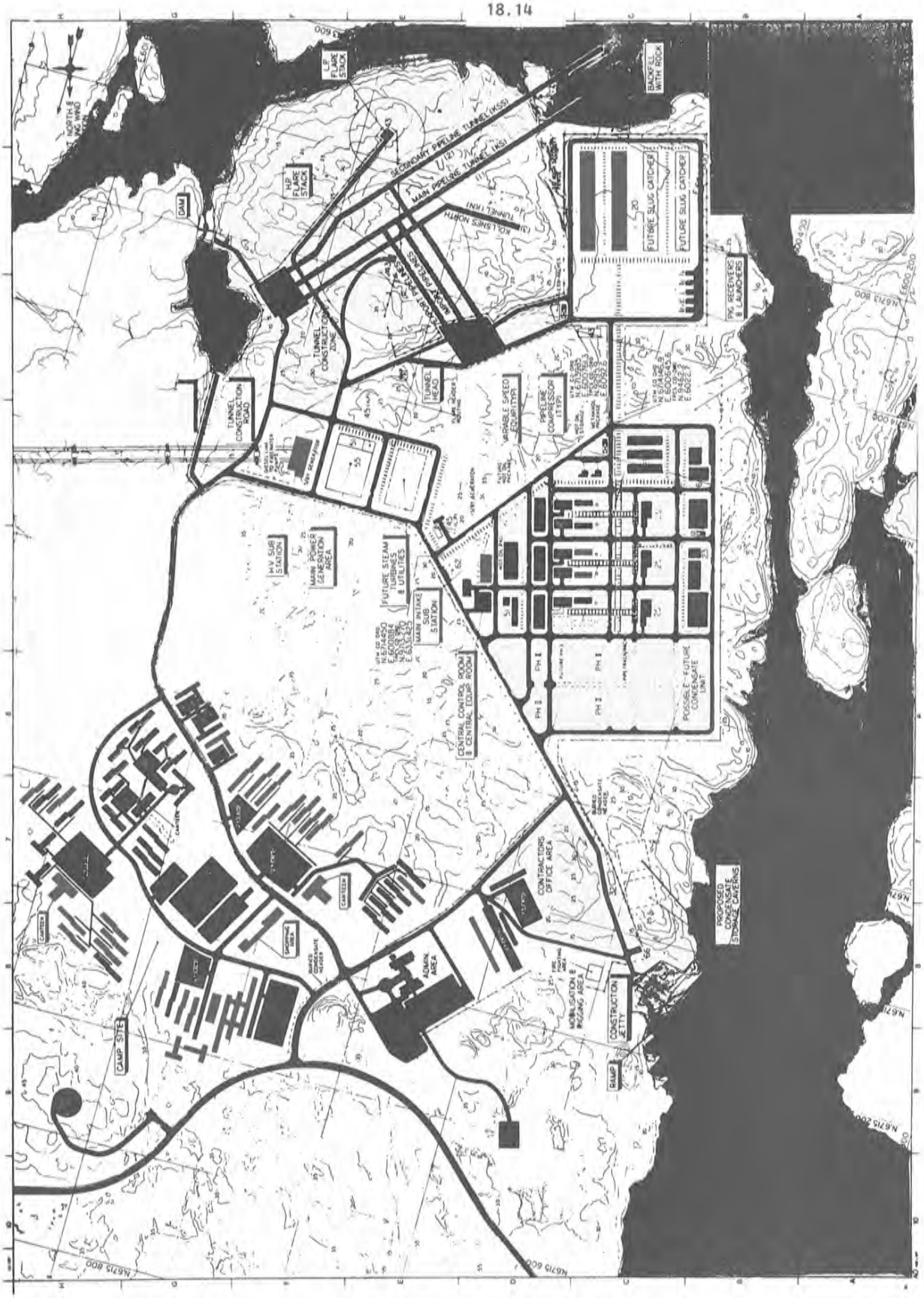
På vegne av ledelsen

H. Meijer
EPD

M354-1

21.05.91

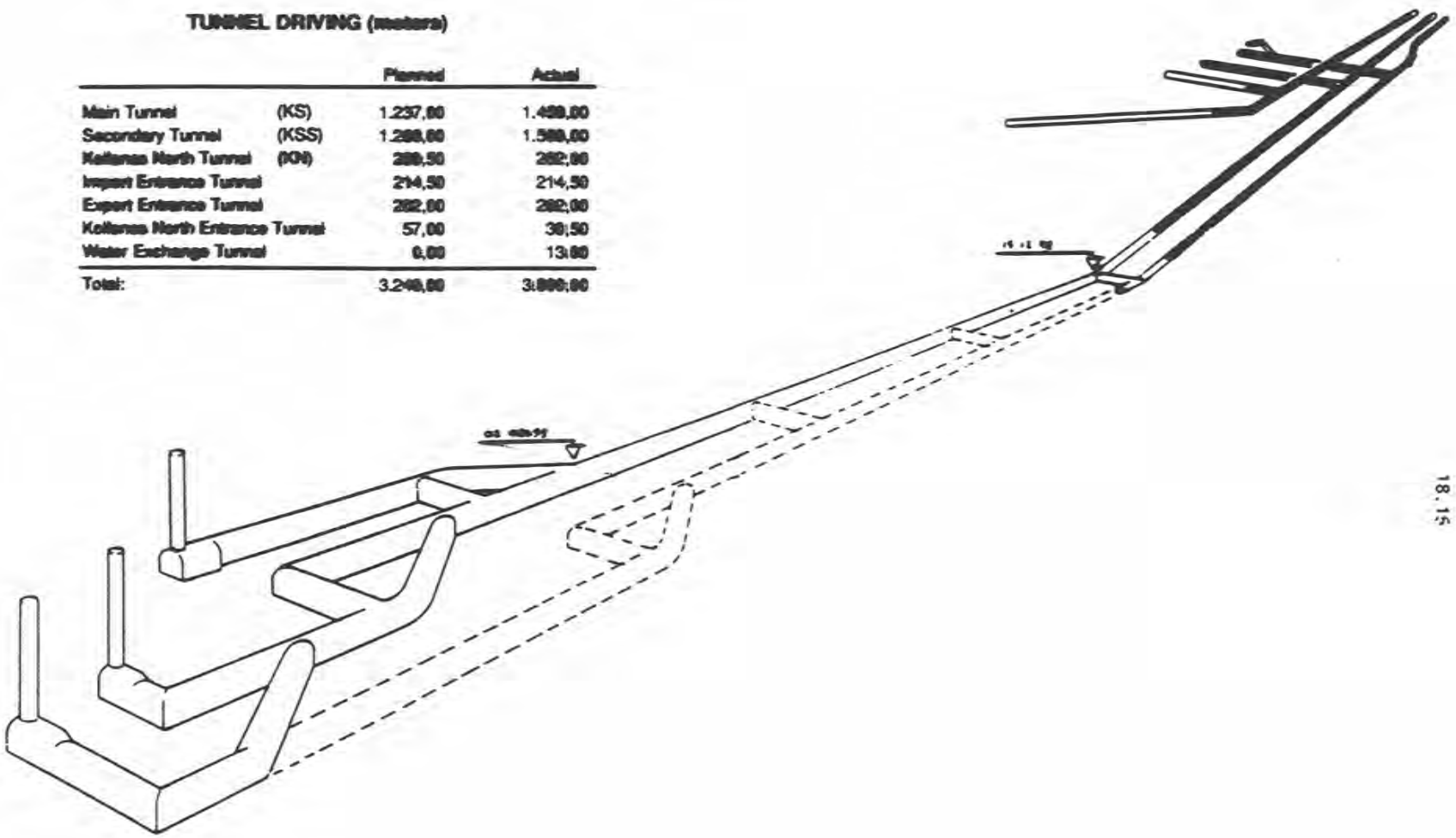
18.13



NORTH & WIND
L.P. FLARE STACK
H.P. FLARE STACK
DAM
SECONDARY PIPELINE TUNNEL (KSS)
MAIN PIPELINE TUNNEL (KS)
KOLLSNES NORTH TUNNEL (KN)
BACKFILL WITH ROCK
FUTURE SLUG CATCHER
FUTURE SLUG CATCHER
PIG RECEIVERS & LAUNCHERS
TUNNEL CONSTRUCTION ZONE
TUNNEL CONSTRUCTION ROAD
TUNNEL HEAD
VARIABLE SPEED EQUIP (TYP)
PIPELINE COMPRESSOR (TYP)
H.V. SUB STATION
MAIN POWER GENERATION AREA
FUTURE STEAM TURBINES & UTILITIES
MAIN INTAKE SUB STATION
CENTRAL CONTROL ROOM & CENTRAL EQUIP ROOM
POSSIBLE FUTURE CONDENSATE UNIT
PH I
PH II
CONTRACTORS OFFICE AREA
PROPOSED CONDENSATE STORAGE CAVERNS
CAMP SITE
CANTEEN
SHOPPING AREA
ADMIN. AREA
MOBILISATION & RIGGING AREA
CONSTRUCTION JETTY
RAMP
N.6713 800
N.6714 000
N.6715 200
N.6715 600
N.6715 800

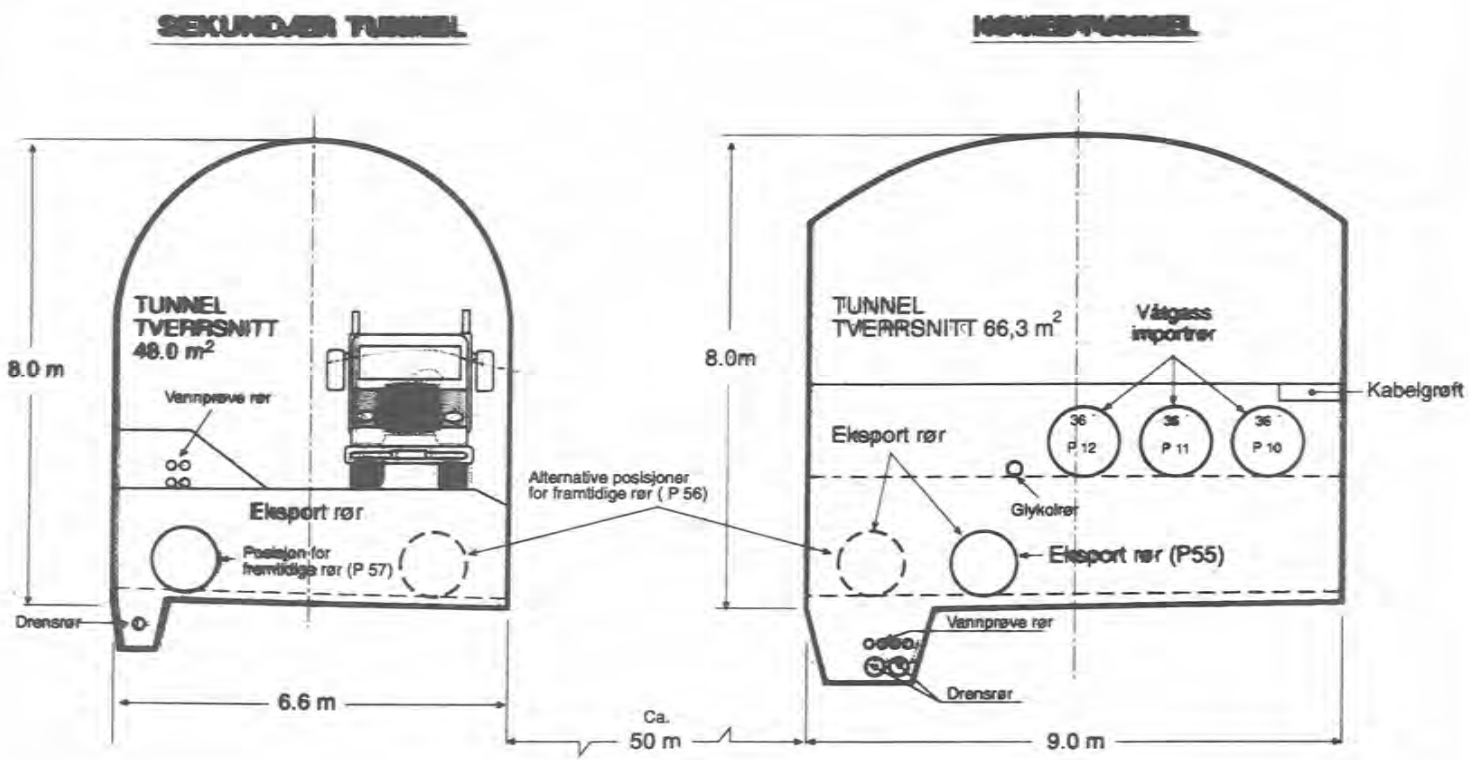
TUNNEL DRIVING (meters)

		Planned	Actual
Main Tunnel	(KS)	1.237,00	1.499,00
Secondary Tunnel	(KSS)	1.288,00	1.589,00
Kallanes North Tunnel	(KN)	289,50	282,00
Import Entrance Tunnel		214,50	214,50
Export Entrance Tunnel		282,00	282,00
Kallanes North Entrance Tunnel		57,00	38,50
Water Exchange Tunnel		0,00	13,00
Total:		3.248,00	3.899,00



TROLL FASE I

TUNNEL TVERRSNITT - SETT FRA LAND



10. 08. 1992

Dr.ing. O.T. Blindheim

NORSK BERGMEKANIKK I UTLANDET - HVA KAN VI OG HVA TRENGER VI Å FORBEDRE ?

Manuskript ikke innlevert.

GEOFYSISKE UNDERSØKELSER FOR STRATEGIC SEWAGE DISPOSAL SCHEME I HONG KONG.

Geophysical investigations for Strategic Sewage Disposal Scheme in Hong Kong.

Sivilingeniør Ola Kr. Fjeld
GEOTEAM AS

Sammendrag

Norske metoder for undersøkelser for undersjøiske tunneler hadde i 1991 sitt store internasjonale gjennombrudd, da GEOTEAM vant konkurransen om de marine geofysiske undersøkelsene for det store Strategic Sewage Disposal Scheme i Hong Kong. Et nettverk av tunneler er planlagt under Hong Kong for å samle opp byens kloakk, rense den og lede den ut i internasjonalt farvann. Totalt planlegges det ca. 70 km tunneler, derav ca. 40 km under havet.

Undersøkelsene baserte seg på bl.a. på to metoder som ikke tidligere hadde vært utført i Hong Kong - digital flerkanals seismikk og refraksjonsseismikk. Begge metoder er godt kjent i Norge og benyttes som standard metoder off-shore og ifb. med undersjøiske tunneler. Selv under de til dels svært vanskelige forholdene inne i Hong Kong havn virket metodene over all forventning. Metodene vil trolig danne en ny standard for lignende undersøkelser.

Summary

Norwegian methods for site investigations for sub sea tunnels had it's international break-through in 1991, when GEOTEAM won the tender for the geophysical investigations under Hong Kong's Strategic Sewage Disposal Scheme. A network of tunnels under Hong Kong are being planned to collect all the sewage, lead it to treatment plants and discharge the cleaned product through an oceanic outfall. Totally 70 km of tunnels are being planned, of which 40 km are to be sub sea tunnels.

The investigations were based on amongst others two methods not previously tried in Hong Kong - multi channel digital seismics and bottom layed refraction seismics. Both methods are well known in Norway and are standard procedures off-shore and during investigations for sub sea tunnels. Even under the severe conditions found in Hong Kong harbour, did the methods work beyond expectations. The methods will most likely form a new standard for similar investigations.

Hong Kong - den duftende havn

Hong Kong betyr oversatt fra kantonesisk til norsk "den duftende havn". En gang var dette sikkert en smigrende omtale av en av orientens store perler. I dag er beskrivelsen fortsatt gyldig, men i negativ betydning. 6 millioner mennesker er trengt sammen på Hong Kong´s 365 km^2. Dette gjør Hong Kong til verdens tettest befolkede "land". Kolonien Hong Kong består i hovedtrekk av Hong Kong Island på sydsiden av Victoria Harbour og Kowloon/New Territories på nordsiden av Victoria Harbour. Ettersom all kloakk og industriutslipp fra 6 millioner mennesker går urenset rett ut i Victoria Harbour skjønner vi intuitivt at havnen dufter.

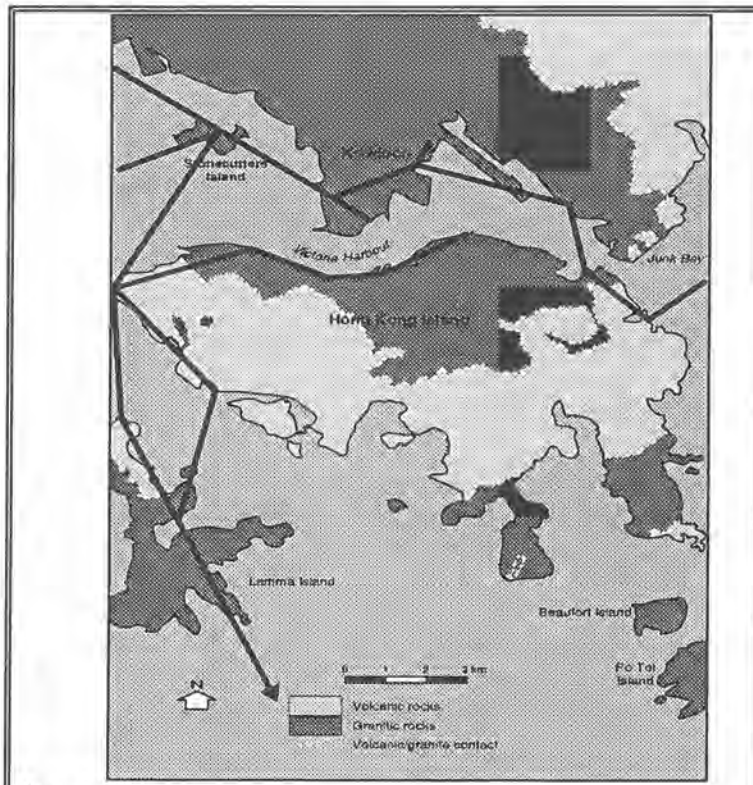
For å bøte på denne kritiske situasjonen har Hong Kong Government startet er stort prosjekt kalt Strategic Sewage Disposal Scheme. Målet er å fjerne all kloakken fra Victoria Harbour gjennom å bygge et nettverk av tunneler under byen og havna, lede kloakken til store underjordiske renseanlegg og derfra slippe den rensede kloakken ut i Sør-Kina havet via en 15-20 km undersjøisk tunnel.

Totalt skal det bygges nesten 70 km med tunneler under byen og havna, derav ca. 40 km under-sjøiske tunneler. Videre skal det bygges 6 store renseanlegg i fjell. Hele prosjektet er kostnadregnet til ca 15 milliarder Nok (1990).

Som underlag for en gjennomførbarhetstudie, ble det sendt ut på åpent anbud en kontrakt for grunnundersøkelsene. Grunnundersøkelsene er delt opp i 2 separate kontrakter; boring og geofysikk på land samt boringer og geofysikk i sjøen.

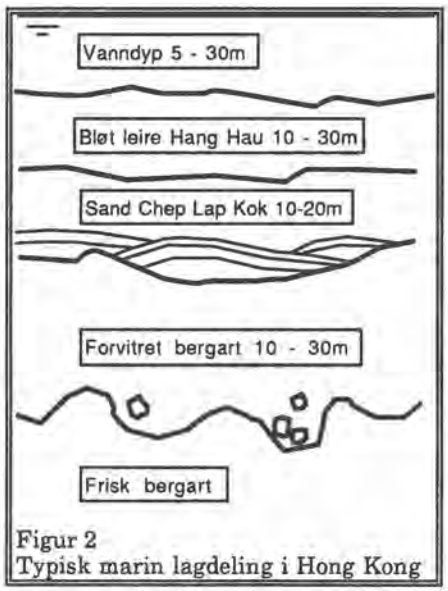
Boreentreprenøren måtte være registrert med lokalt kontor og benytte en underleverandør av geofysikk, dersom de ikke utfører dette selv. Gjennom konsulentfirmaet Berdal-Strømme's kontor i Hong Kong fikk Geoteam nyss om prosjektet og ble prekvalifisert til å by som underleverandør innen geofysikk.

Ettersom vi hadde skaffet oss betydelig erfaring gjennom undersøkelser for en rekke norske under-sjøiske tunneler, valgte vi å satse på den marine kontrakten. For å vinne kontrakten måtte vårt anbud bli antatt av de forskjellige boreentreprenørene som igjen bød på hoved-kontrakten. Teknologisk er vi helt i verdens-toppen, men vi hadde en sterk konkurrent i et lokalt firma som har arbeidet i Hong Kong i 20 år. Geoteam vant kontrakten for de marine undersøkelsene sammen med Gammon Construction Ltd. som forestår boringene.



Figur 1
Kart over Hong Kong med planlagt tunnel system

Geofysikk kontrakten er på ca. 25 mill.kr, mens boredelen er på ca. 75 mill.kr og er en såkalt term-contract som deles opp i arbeids-ordre. I forbindelse med grunn-undersøk-elser betraktes en kontrakt på 100 mill.kr. som meget stor. Arbeidet ble startet opp i mai 1991 og fortsetter til september 1993.



Figur 2
Typisk marin lagdeling i Hong Kong

Geologi

Hong Kong's geologi er på mange måter svært lik den vi finner i Norge, med unntak av den tropisk forvitringen. Over 80 % av undergrunnen består av granitter og vulkanitter. Granittene ligger normalt under vulkanittene. Man forventer derfor vesentlig granittiske bergarten nede på tunnelnivået, men det vil i enkelte områder finnes også nedforkastede vulkanitter.

Både granittene og vulkanittene er gjennomsatt av diorittiske ganger som varierer fra noen meter til flere 100 meter i tykkelse. Over bergartene, både på land og under sjøen ligger det lag med tropisk forvitrede bergarter med varierende tykkelse (residual soil). Under sjøen ligger det videre lag av sedimenter. Hong Kong ligger ved utløpet av Pearl River og rett over den forvitrede bergarten ligger vanligvis et 10-30m tykt lag med elveavsatt siltig sand som betegnes Chek Lap Kok formasjonen. Man antar at denne formasjonen er så mye som 40.000 år gammel. Over Chek Lap Kok ligger et lag med nyere bløt leire som kalles Hang Hau formasjonen. Sammenstilt ser den normale marine sekvensen ut som i figur 2.

Normalt ligger det altså 30 - 80 meter med sedimenter og forvitrede bergarter over forvitringsgrad III, men det er stedvis opp mot 100 meter tykkelse på sedimentene.

Hovedmålet for Geoteam's undersøkelser var å finne nivået for toppen av forvitringsgrad III i de underliggende bergartene, siden man forventer at bergarter med forvitringsgrad III eller lavere er akseptable for tunneldrift.

Forvitringsgrad IV kjennetegnes ved at bergarten kan brytes istykker med hendene, mens forvitringsgrad III normalt ikke kan brytes istykker med hendene. Det finnes desverre ingen lokal referanse for hvordan disse visuelle beskrivelsene kan overføres til geofysiske målbare størrelser. Det er idag slik at man etter noen

måneders målinger begynner å få til et akseptabelt lokalt erfaringsgrunnlag.

Idag kan man fastslå at den uforvitrede berggrunnen har de samme hastighets-fordelinger som vi finner i tilsvarende bergarter i Norge. Dette er i og for seg ikke spesielt overraskende, men det er ofte et faktum som bestrides og benyttes mot eksport av norsk teknologi. "Dere har jo ikke vært her før!" De tropisk forvitrede bergartene (grad IV, V og VI) avviker svært lite geofysisk sett fra norske elveavsetninger og morener. Vi var på forhånd skeptiske til at bergartene skulle vise gradvis økende hastighet mot dypet (en vanskelig geofysisk modell), men dette ser ikke ut til å være tilfellet i Hong Kong.

Et annet "problem" i Hong Kong er biologisk dannet gass som finnes i både Hang Hau og Chep Lap Kok-formasjonene. Gassen kommer enten fra nedbryting av planterester i overgangen mellom de gamle elvesedimentene (Chep Lap Kok) og den bløte leira eller helt oppe mot sjøbunnen pga. de store kloakkutslippene.

Gassen er et stort problem for geofysiske målinger fordi den demper og reflekterer alle signalene som sendes ned.

Undersøkelsesfilosofi

Historisk sett har man benytttet boringer som hovedmetode for å bestemme beliggenheten av godt fjell. Enten ved boring i regelmessige mønstre eller ved boringer på vilkårlige steder. I områder med tropisk forvitring er fjelloverflaten sterk varierende det finnes ofte isolerte blokker med uforvitret bergart høyt over den egentlige fjelloverflaten. Det har derfor ofte vært vanskelig for geologene å gi et korrekt bilde av undergrunnen basert på bare boringer. Ute i havnebasenget har vår konkurrent i snart 20 år utelukkende arbeidet med akustisk profilering (boomer og sparker). All gassen, som er tidligere nevnt, har maskert store områder og der har det ikke vært mulig å se gjennom sedimentene ned til fast fjell.

Dette var en av grunnene til at man ønsket å forsøke nye geofysiske metoder med bl.a. refraksjonsseismikk og flerkanals digital refleksjonsseismikk. Videre ønsket man å skifte fra vilkårlig boring til å bore på kritiske punkter for tunnelenes overdekning på grunnlag av geofysikken. Og sist, men ikke minst, ønsket man å vite noe om bergartskvaliteten langs tunnelene basert på refraksjonsseismikk.

Confusius og geofysikk

Det var første gang i Hong Kong's historie at det ble gjennomført refraksjonsseismikk og flerekanals digitalseismikk. Geoteam var selvsagt også spent på hvordan dette skulle gå. Tross alt skulle vi operere inne i Victoria Harbour i Hong Kong - en av verdens travleste havner. Daglig ankommer og forlater armadaer av containerskip som frakter varer Made-in-Hong Kong ut til hele verden. I tillegg til de store båtene er det nesten 20.000 små fartøy (djunker, prammer og sampaner) som virrer ut og inn mellom de store skipene. Dette er normalt ikke ideelle forhold for geofysikk. Et typisk trekk ved havnebildet er at det er få som benytter radar eller VHF og "snittseiling" praktiseres uten å fortrekke en mine.

For å gjennomføre undersøkelsene har vi delvis leiet lokale båter, men vi hadde også en periode en norsk båt sendt nedover. De lokale båtene bemannes normalt av et lite familiedynasti med mor, far, sønn og hund. De færreste snakker annet enn kantonesisk og det kreves god padagogisk teft for å forklare uten tolk hvordan f.eks. navigasjonssystemet virker. Når man har gjennomført forklaringene etter beste evne gjenstår øvelse i manøvrere etter datamaskin. Dette må gjøres særdeles forsiktig slik at skipperen ikke taper ansikt. Men skipperen behøver selvsagt ikke tape ansikt dersom han istedet svarer slik han tror disse nordboerne vil ha svaret. Et "YES" er derfor ikke alltid en bekreftelse på at vår venn har forstått oppgaven - snarere tvert imot.

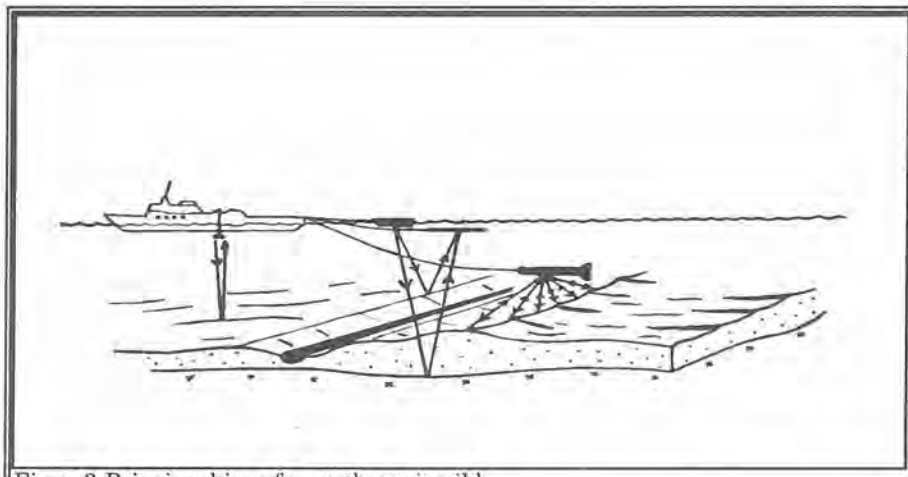
En kjent sosialantropolog har sagt: " All cross cultural exploration begins with feeling of being lost."

Geofysiske undersøkelsesmetoder

Det ble i utgangspunktet bydd på en serie forskjellige geofysiske metoder, men det ble etter diskusjon og noen testprofiler bestemt å satse på 3 metoder:

a) analog seismikk for å kartlegge de øverste sedimentene, dersom man for enkelte traséer skulle velge en nedgravd kulvert framfor en tunnel. En prisippskisse er vist i figur 3. Det ble benyttet boomer, sparker, ekkolodd og sidesøkende sonar.

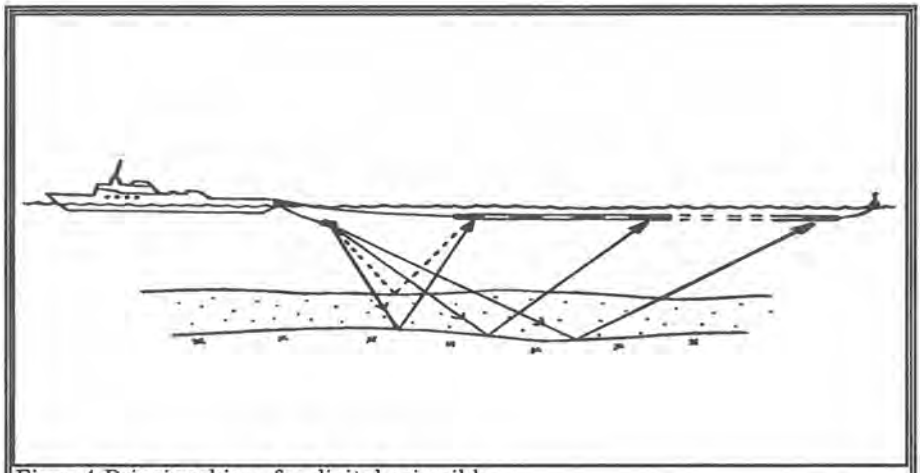
b) digital flerkanals seismikk ble kjørt i de samme områdene som for analog seismikken. Hovedmålet for denne undersøkelsn var å detektere overgangen



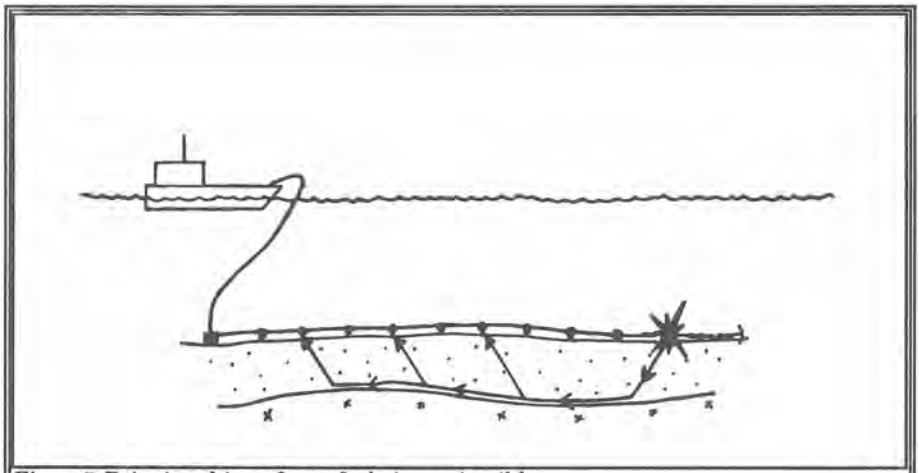
Figur 3 Prinsippskisse for analog seismikk

mellom forvitringsgrad III og IV. Det var forventet at denne overgangen ville komme klart fram. Det var imidlertid satt store spørsmålstegn ved om det var mulig å gjennomføre målingene pga. støy og mange kryssende fartøyer. En prinsippskisse er vist i figur 4.

c) Refraksjonsseismikk skulle gjøres for å fastslå kvaliteten av bergarten, dvs. lokalisere svakhetssoner og forkastninger slik at boringer kunne benyttes målrettet. En prinsippskiss er vist i figur 5.



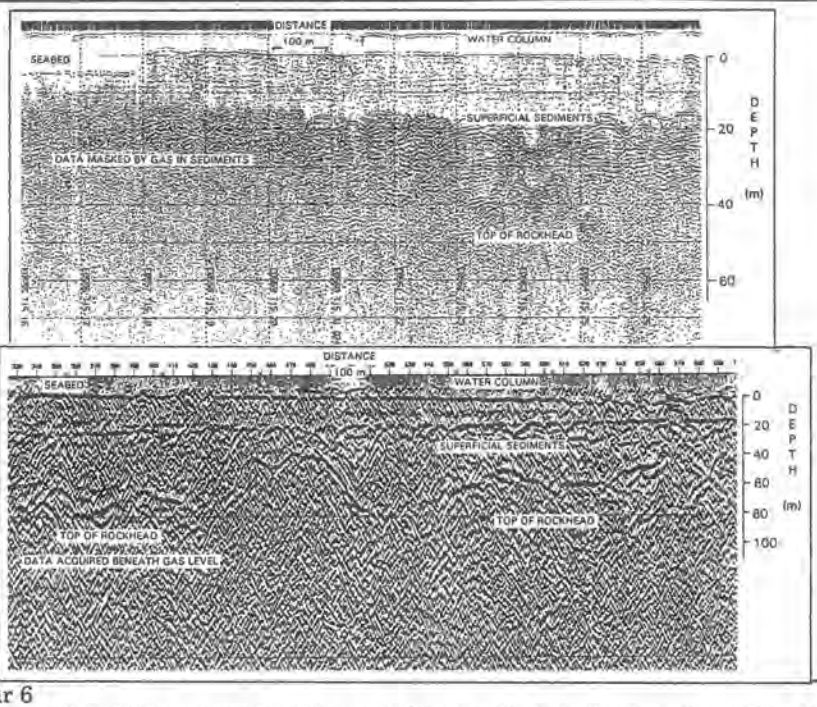
Figur 4 Prinsippskisse for digital seismikk



Figur 5 Prinsippskisse for refraksjonsseismikk

Analog og digital seismikk taues gjennom gjennom vannet mens man sender en lydpuls ned i undergrunnen ved hjelp av en liten luftkanon eller en boomer. Hovedproblemet med analogsignalene er at de er relativt svake og stoppes lett av gassen som ligger i sedimentene. Det var derfor satt store forventninger til at man skulle kunne penetrere denne gassen ved hjelp av digital seismikk, noe som viste seg å bli en stor suksess. I Figur 6 er det vist en sammenstilling mellom analoge og digitale data som viser en klar forbedring ved hjelp av digital seismikken. På analog resultatene kan man se at gassen danner en "tåke" som man ikke ser gjennom, mens signalene på digital seksjonen fra samme sted penetrerer gassen og gir reflekser fra underliggende reflektorer. Hovedårsaken til at man oppnår så dramatisk forbedring av dataene er delvis en sterkere energikilde, men også at man kan prosessere de digitale dataene og derved fjerne uønsket støy.

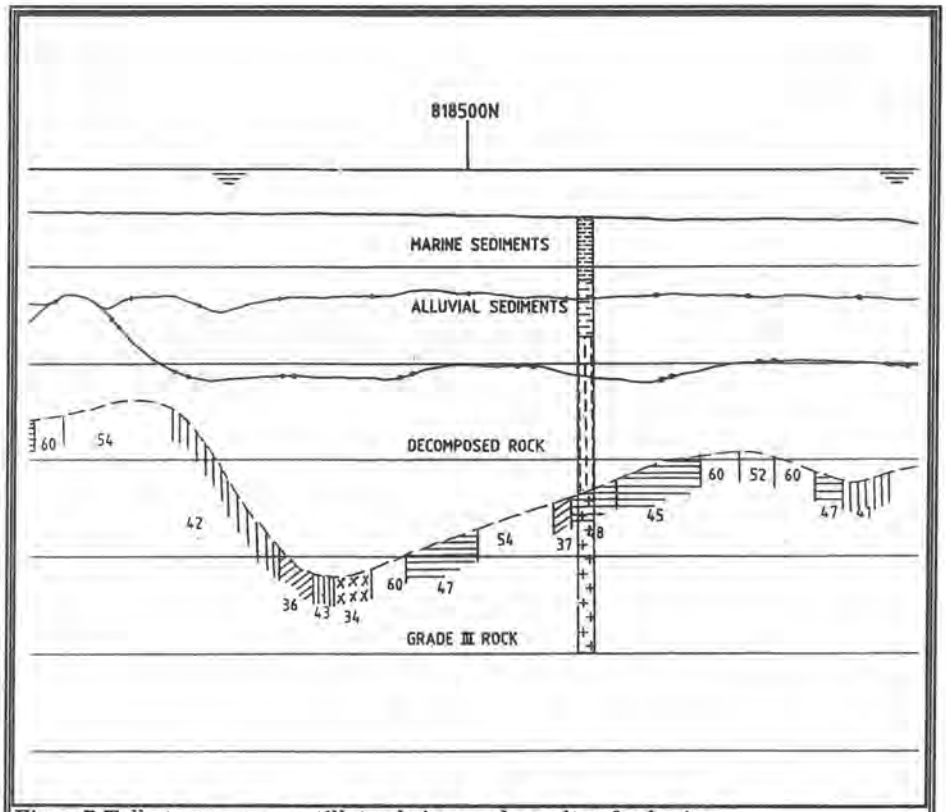
Refraksjonsseismikken ble skutt som sammenhengende profiler langs tunneltraséen i den grad det var mulig å gjennomføre målingene. Under refraksjonsseismikk benyttes eksplosiver og det medførte mange problemer med lisenser for både båter og personer. Vi hadde til enhver tid 2 inspektører fra Mines Department ombord for å tilse at vi fulgte forskriftene. Det var på forhånd knyttet stor bekymring til hvorvidt det var mulig å skyte refraksjonsseismikk uten å ødelegge både utstyr og tekniske installasjoner som vannledninger, gassledninger og annet. Etter 4 måneders skyting av refraksjonsseismikk har vi ikke hatt skader på installasjoner, og utstyrsreparasjonene har ligget på et normalt nivå.



Figur 6
Den øverste analoge seksjonen viser tydelig "gas blanking", mens den nederste digitale seksjonen ser gjennom gassen.

Videre undersøkelser/arbeider

I skrivende stund bearbeider Geoteam de målingene som ble utført i Sør-Kinahavet i samarbeid med 2nd Marine Geological Investigation Brigade fra Kina. Resultatet fra målingene vil danne grunnlag for valg av tunnelløsningen for utslipps-tunnelen. Pr. idag tenker man seg en tunnel drevet ca. 15 km ut i havet syd for Hong Kong hvor det rensede avløpsvannet skal slippes ut på sjøbunnen. Det er gjennomført en grov regional kartlegging med analog og digital seismikk. Det vil (dersom det er politisk mulig) bli utført detaljerte undersøkelser langs den valgte tunneltraséen. Dette forventes gjort iløpet av 1993 og vil inneholde digital seismikk og refraksjonsseismikk.



Figur 7 Tolket og sammenstillet seksjon med resultat fra boring.
Seismiske hastigheter i fjellet er vist i 100 m/s

Det politiske klimaet mellom Hong Kong og PRC avhenger sterkt av hva som skjer med den store flyplassen i Hong Kong. Det er imidlertid signaler om at britene ønsker å overlevere et rent Hong Kong med en ny flyplass. Dersom det store Strategic Sewage Disposal Scheme kommer til utførelse vil det være rom for ytterligere norsk ekspertise.

Fra Geoteam´s synpunkt har vårt engasjement i Hong Kong vært en faglig og økonomisk suksess. Det viktigste er at vi har bevist for store britiske konsulenter at norsk teknologi for undersøkelse av undersjøiske tunneler kan benyttes også utenfor Norge. Kvaliteten på resultatene har overrasket klienten og vil nok for mange framtidige prosjekter danne malen for hvordan dette skal gjøre rent teknisk.

ROOF BOLTING IN MINING - U.S.A.

by

Dr. James J. Scott, President
Scott Mine Technical Services
and
Adjunct Professor, University of Missouri at Rolla

Abstract

In this paper, interior rock reinforcement devices, commonly called roof bolts, as used in the American mining industry, are discussed. The history of bolting will be reviewed illustrating the changing ideas which have developed over the past 45 years. A survey has been conducted of current usage in the year 1991. This study indicates that 112 million fixtures were used in the United States in a 12-month period. Productivity has improved year by year with mechanization using automated systems being widely accepted. The use of more resin enhanced anchors in small holes and fixture tensioning upon installation is discussed. Important trends for the future include formable anchors and cable bolts. Finally, a concept of multiple support systems within the rock mass is presented for support of longwall entries.

Past History of Roof Bolting in the United States

Mechanical roof bolts, as we know them today, were developed in the United States in the late 1940's. The U.S. Bureau of Mines, under the direction of Dr. James Boyd, was the prime mover in the adaptation of mechanical roof bolts to coal mining. The need for faster placement of roof support was driven by mechanization in coal mines. Rapid face advance resulted in the acceptance of mechanical roof bolts. By the mid-1950's, over 50 million units were placed per year. (Figure 1.)

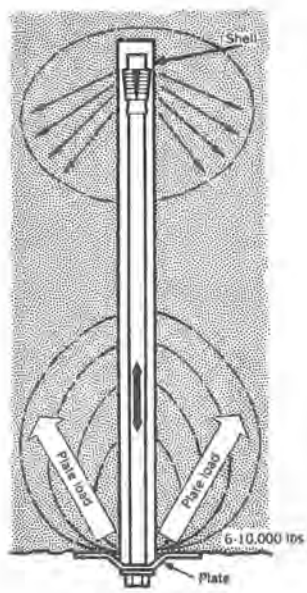


Figure 1.
Mechanical roof bolt

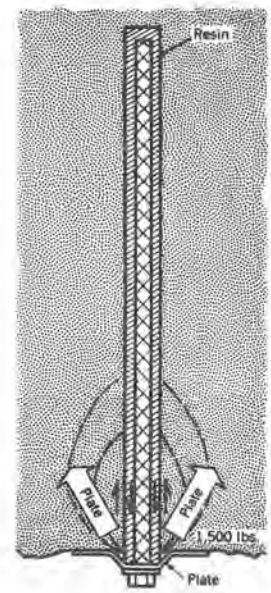


Figure 2.
Passive full-contact bolt

The next major change in roof bolts techniques was the use of passive headed rebars anchored along their full length with polyester resin. (Figure 2.) This type of bolt was pioneered and developed in Europe, particularly, in French mines. It was accepted in the United States in the late 1960's and by the early 1970's, a rapid switch to resin anchored fixtures was in full swing. The acceptance of resin bolts was driven by governmental safety efforts to improve roof control practices. As more and more resin fixtures were used, the price of the resin decreased, thereby increasing acceptance by the operators.

In an effort to improve passive resin bolt performance the torque tension bolt was introduced in the 1970's. (Figure 3.) Shear pin or punch out nuts were used on the threaded rebars to allow tensioning of the rod after the resin hardened. Productivity with this type fixture is not as good as with some other systems as the operator must wait for the resin to cure and then torque the fixture.

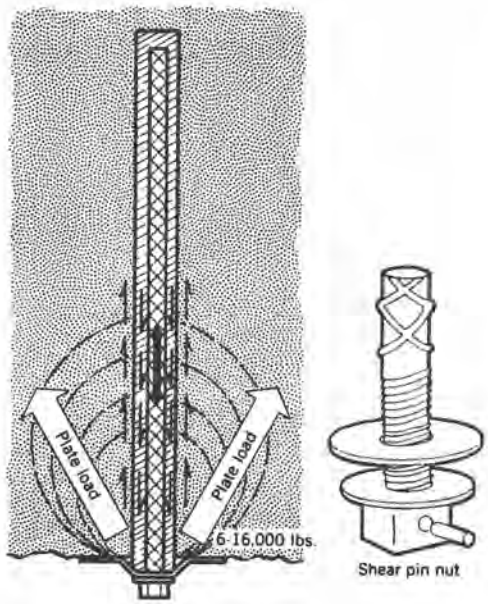


Figure 3.
Resin, post-tensioned bolt

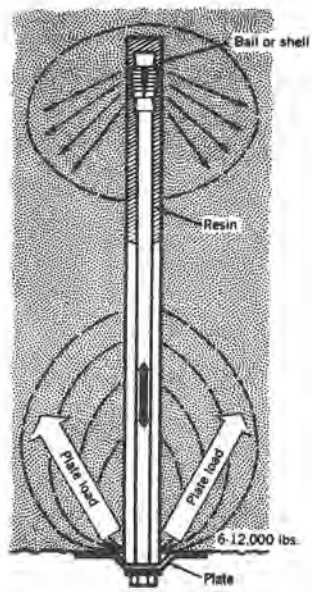


Figure 4.
Mechanically anchored bolt imbedded in resin

The next development was to move to specialty bolts which are mechanical bolts, resin enhanced at the anchor. (Figure 4.) Since mechanical bolts suffer from creep when used in dry form, the resin served to prevent creep and enhance anchorage. These active fixtures have proven to be superior under very difficult conditions to fully bonded passive headed rebars and are faster to install than torque tension bolts as no waiting time is needed to allow for curing of the resin.

Following the development of cable bolting in the 1970's, cable bolts have been widely used especially in metal mines in the United States for pre-supporting the roof in large stopes. Homestake Mining Company at Lead, South Dakota, was an early user of this type of support and continues to use long-cable anchors today. These fixtures are anchored in cement, which is pumped into the hole after placement of the cables.

Formable anchors were introduced into the United States market with the development of the SPLIT SET Friction Rock Stabilizer in the mid-1970's. (Figure 5.) This split tube friction anchor device was widely accepted in metal mines of the United States, particularly, uranium operations where a yielding roof fixture was required. A formable anchor is described as one that has structural strength outside of the borehole and then is fit neatly to the borehole by some form of deformation process to anchor securely. In the case of the SPLIT SET Stabilizer, the split tube is larger than the hole into which it is placed and is force fit in the driving process.

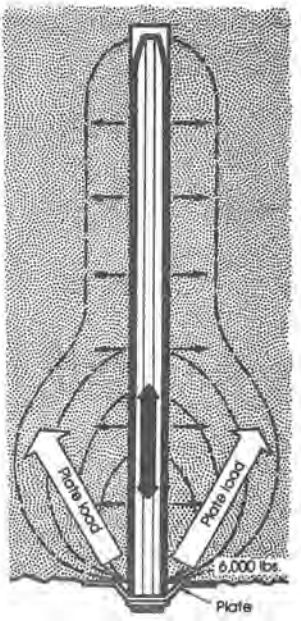


Figure 5.
Split Set friction rock stabilizer

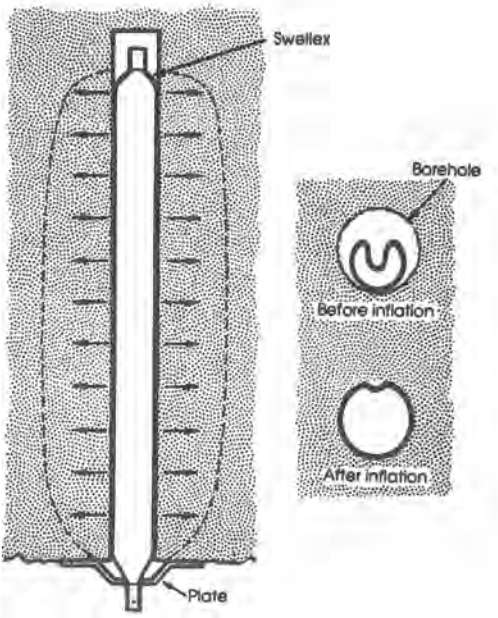


Figure 6.
Swellex bolt

Another form of formable anchor is the SWELLEX bolt developed by Atlas Copco Co. in Sweden. (Figure 6.) In this case, the formable anchor is smaller than the hole and is expanded to neatly fit the configuration of the hole by injection of water into the deformed tube to cause it to swell. Both of these anchor systems are used in the United States at the present time.

A new form of formable anchor just introduced in the market is the Dynamic Rock Anchor, trade name DYNA-ROK, which uses a polyethylene plastic in conjunction with a buttressed deformed rod to anchor in small diameter holes. (Figure 7.) This system requires that you drill a small hole, most commonly one inch diameter, place the polyethylene anchor in the hole, and screw the bolt into the polyethylene, deforming it in a manner to fit the annulus between the buttress deformation and the side walls of the hole. The buttress deformations on the rod provide a spiral wedge action around the hole which secures the fixture in place. If a longer stiff anchor is required under soft ground conditions, resin can be added along with plastic tube to increase anchorage length and stiffness. This fixture is called the DYNA-ROK PLUS. (Figure 8.) The DYNA-ROK Anchor is just now gaining acceptance in the United States with several hundred thousand being in place underground. This acceptance has followed over ten years of research and development and field testing.

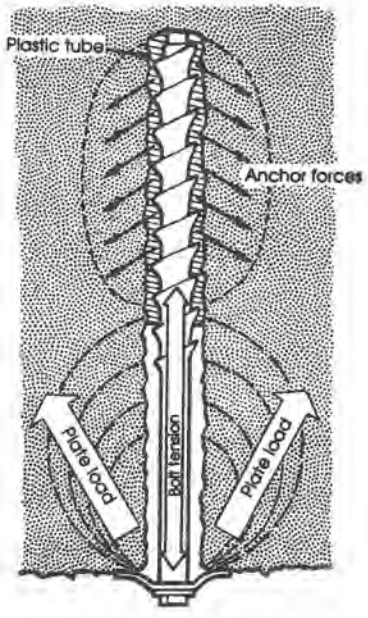


Figure 7.
Dyna-Rok bolt

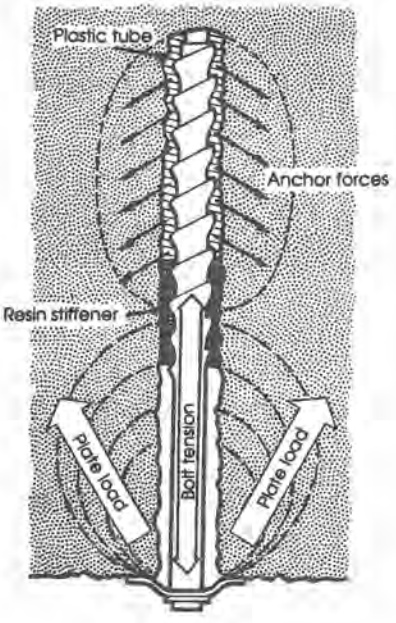


Figure 8.
Dyna-Rok Plus bolt

Roof Bolt Usage Today

The Mine Safety and Health Administration Technical Support Group conducted a survey of manufacturers to determine the number of roof bolts used in the American mining industry. The following table indicates their results for 1991. You will note that over 112 million roof bolts have been used. They are broken down into the categories of mechanical bolts, fully grouted bolts, point anchored tensioned rebar bolts, mechanically anchored resin assisted bolts, and others.

1991 ROOF BOLT SURVEY

TOTAL 112,178,033

CATEGORY	NUMBER OF BOLTS SOLD 1991
MECHANICAL BOLTS	37,881,487
FULLY GROUTED BOLTS	53,998,921
POINT ANCHORED TENSIONED REBAR BOLTS	5,389,903
MECHANICALLY ANCHORED RESIN ASSISTED BOLTS	13,157,282
OTHERS	1,750,440

DEFINITIONS:

Mechanical Bolts	Bolts using expansion anchors without resin
Fully Grouted Bolts	Non-tensioned, headed rebar
Point Anchored - Tensioned Rebar Bolts	All tensioned, grouted bolts not using expansion anchors
Mechanically Anchored Resin Assisted Bolts	All tensioned, grouted bolts using expansion anchors
Others	All other specialty bolts (full contact bolts, formable anchor bolts, etc.)

This study indicates a greater number of roof bolts being used than has been reported by other persons conducting surveys. The author expects that the number in this study is higher than was actually used in the United States as these numbers were obtained from manufacturers who have a tendency to state larger sales than have actually occurred. Even so, if the figures are in error by ten per cent, it would still indicate over 100 million fixtures per year. Also, the difference between types of fixtures on a percentage basis is probably near the same. It should be noted that of all the fixtures indicated more than 64 per cent are resin anchors or resin enchanced anchors indicating the wide acceptance of resin. Also, many people have tended to write off mechanical bolts as being obsolete but as is noted, almost 38 million were used in one year in the United States. Where good rock anchorage can be obtained, mechanical bolts still have a wide application.

Many support systems are not covered in this roof survey. There are no figures for cable bolts or long-cable tendon anchors, roof trusses, cable slings, or just straight rebar that may have been employed as rock anchors.

Following is a table indicating the principle types of roof bolts or interior roof support devices available to mine operators in the United States.

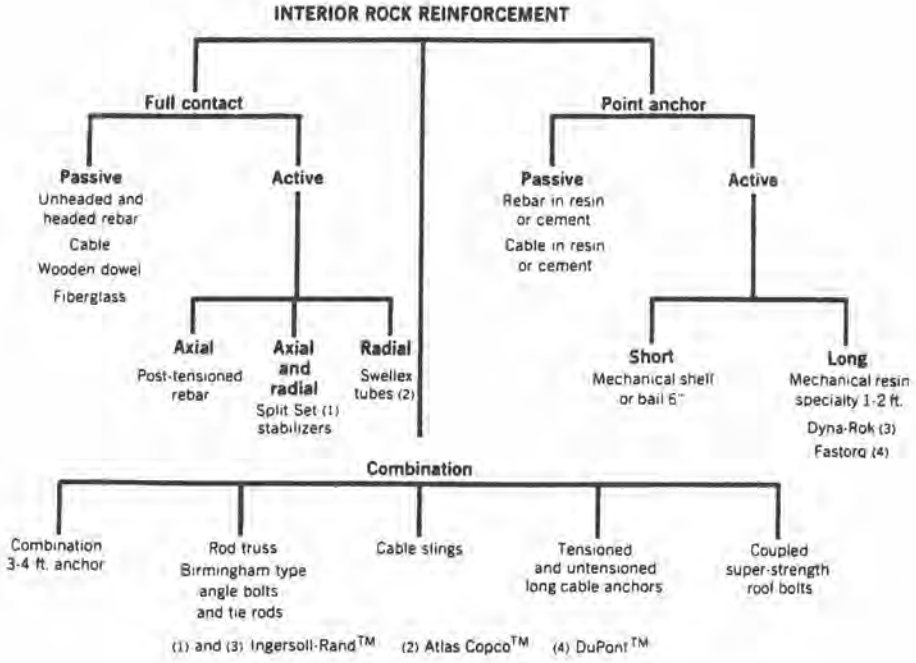


Figure 9.
Rock reinforcement systems available today
for American mining operations

Rock Anchors to be Used in the Mining Industry Beyond 1992

The solving of new problems with roof bolts beyond 1992 will most often be done through innovative, intuitive development of what is presently available. Consider what is available: (1) Mechanical Bolt: The mechanical bolt is not likely to be improved to solve many new problems. While it will continue to solve existing problems, new developments are not really foreseen. (2) Resin techniques are well established. Quick set resins are available at low cost and if time is required for installing fixtures, slower set resins meet the need. It is not expected that there will be great improvement in this area. (3) In the area of specialty bolts, these products are also quite well developed. The resin rebar anchorage of considerable length with a combination bolt is an excellent fixture. The mechanics of placing the mechanical roof bolt in resin is well established. So while their use will continue, they will not solve new problems. (4) Formable anchors are the place for investigators to look for new and innovative processes. While this concept started with the SPLIT SET Stabilizer in 1973, the possibilities for future and expanded use are almost unlimited. A formable anchor has such a great intimacy to the geologic material and due to the fact that its structural strength and modulus can be adjusted to match geologic material, it is only logical that this is the area where new advances will be made.

The compatability of the formable anchor system with the load reaction curve, Figure 10, as it develops around rock excavations, particularly at depth, would seem to mandate innovations by individuals to use the best of the formable anchor concept. For example, the hollow configuration of both the SPLIT SET Stabilizer and SWELLEX allow collapse of those systems as heavy shears come upon the sides of the tube. If the shears can be controlled after breakage with slight deformations, the roof fixtures remain intact and bridge the flaw in the rock, control the movement, limit deformation and thereby stabilize the rock mass. In the case of the DYNA-ROK fixture, the hole can be enlarged in the free rod portion to allow a greater deformation of the rock, a greater shear offset of the hole, without causing heavy loads on the rod. The anchor portion can be placed outside of the zone of excessive shear deformation which then serves to make it compatible with the geologic mass in which it is anchored.

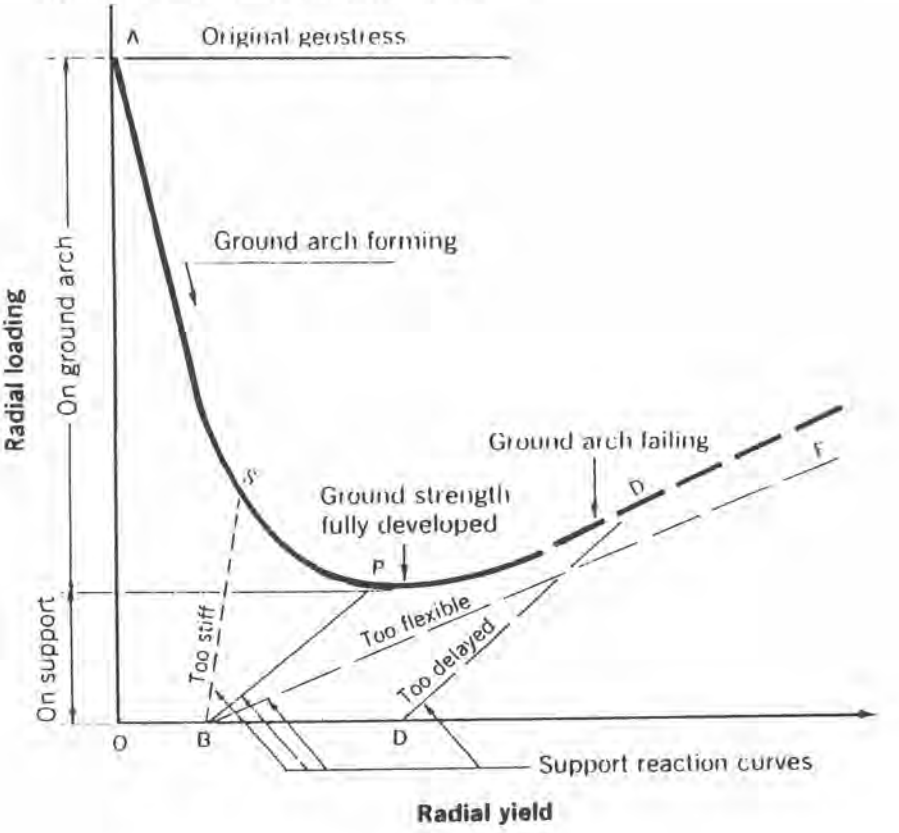


Figure 10.
Ground Reaction Curve

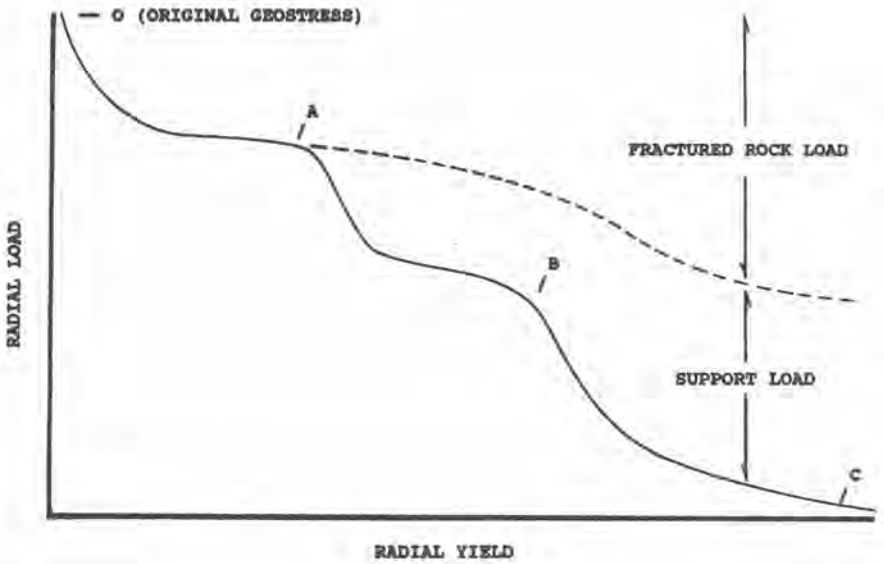
Cable bolting is also the wave of the future. The inherent high strength of the cable, its great resistance to shear, its ease of handling, as it can be bent for placement in long holes, equipment has been developed to place cables in a very productive manner, and the fact that rock mechanic studies have become more sophisticated to better analyze where cables should be placed are all reasons for looking to cables to do great things in the future. In the United States, an area of most interest will be in the support of head and tail gates in longwall mining. It is my prediction that within a few years cable support systems will be developed to the point of supporting head and tail gates through the load reaction curve for initial entry mining, the initial abutment load reaction curve, and the second abutment load reaction curve without collapse of the roof or the need to resort to timber cribs.

To accomplish this it will require that mine operators become much more sophisticated in their applications of roof control. They will have to pay more for the products that they use to assure that they have the highest quality and engineering practices will have to be developed for efficient placement and quality control on each and every support unit. Of particular concern will be the containment of the surface or roof of the head or tail gate. It will require some form of meshing to prevent the surface rock from unraveling and granulating into the opening. Consideration will also have to be given to rib containment on the pillars so that pillars do not fail and change the effective span width. Eliminating cribs will allow these entries to be continuously used for travel and ventilation.

A New Concept of Roof Support

In past publications, the author has often referred to the load reaction curve as developed by Deer and Peck and others and the need for compatibility between the interior rock support systems being employed and that load reaction curve. The initial curve, Figure 10, was developed for a primary entry in virgin rock showing the load carried by the rock and on the support plotted against the radial yield of the opening. While this concept has served us well, I would like to expand upon it, to use that concept to secondary and tertiary loading as is found in longwall entries.

Figure 11 shows the concept of the initial abutment load from a longwall passing and a second loading cycle of the retreat longwall on the opposite side of the entry. The load reaction curve consists of three phases: Phase one is elastic deformation and support during entry driving (O-A). Phase two is the initial abutment load from the first longwall, with rock fracture taking place (A-B). Phase three is the second abutment load from the second longwall which produces massive fracture of the rock mass (B-C).



Phase One: O-A - Entry load reaction curve

Phase Two: A-B - First longwall passing

Phase Three: B-C - Second longwall passing

Figure 11.
Longwall entry - Load Reaction Curve

Common practice in the United States has been to place support as it seemed to be needed. That is, in the initial driving, roof bolts and mats might be placed for roof support. As the first longwall passes the entry, some timber posts might be placed, additional roof bolts perhaps longer than original, would be put in as needed. And then, before the passage of the second longwall, timber cribs are placed throughout the entry for support to allow ventilation and travel. The whole thought process in this approach is a reactionary one. Place the supports when they are needed, and only when they are needed, throughout the life of the entry. It is my contention the support requirements for the entire life of the entry should be placed soon after the entry is developed. To do so requires a whole new approach to ground control.

Two Phase Ground Support Systems

To support longwall entries, I suggest that initial support roof bolts be placed which will yield with the ground as it moves. The SPLIT SET Friction Rock Stabilizer, formable anchor, is one that can allow for stick/slip and movements within the roof. The DYNA-ROK Anchor can also do this by using short plastic tubes without resin. It is required that sufficient anchorage be obtained to control the surface of the opening

to prevent failure of the roof rocks. The degree of restraint can be controlled by using plastic tubes short enough to stick/slip at approximately 75 per cent of the yield of the steel rod but not be strong enough to eliminate strain in the roof. The surface of the opening must be controlled by mats or screen to assure that the roof rocks do not unravel. This support would be placed upon the immediate advance of the drift in cycle.

Before abutment loading and perhaps 100 to 200 feet behind the active face advance of the entry, the secondary system of support should be installed. This support could take several different forms. One might be to place roof trusses across the entry to reinforce the roof. Another might be to use cable slings which are continuous and quite stretchable and will allow considered deformation. Another might be to place beams and yielding posts to control the load. Another might be to use timber cribs. However, cribbing restricts the entry to such extent it is desirable to minimize there use wherever possible. Long cable tendon anchors are another consideration. Point anchored cable has considerable stretch, several inches, and as long as the anchor is placed far enough from the entry and the anchor does not fail, they have great load carrying capability and great resistance to shear.

As a rock mechanics investigator, I lean heavily toward cable support systems to control conditions where secondary and tertiary loading occur. In longwall mining, since it is a caving system, the investigator must accept the fact that rock failure will take place and elastic theories will not apply. By judicious placement of the anchors away from the zone of expansion with the cable stretching through the fractured mass to a secure surface containment system, massive deformations may be accepted without complete closure of mine openings. Matting, screening, possibly shotcreting, may all be required to control the surface to prevent rock unravelling.

Gabion Theory

Civil engineers are well acquainted with the use of Gabions where screened cylinders are filled with broken rock and can serve to support structures or reinforce earthen structures to prevent erosion. If one will view the roof of a longwall entry which has been screened and reinforced with long cable anchors as a form of Gabion, using flexible, yieldable, interior rock reinforcement fixtures coupled with secure screening of the rock surface where it is exposed makes sense. (Figure 12.) One might view the whole concept as that of a tapered cork in a bottle which can only move so far down before it locks tightly in place and will move no farther. If we as engineers can build a reinforced fractured rock mass above the mining entry which is larger than the mining entry and will not come apart with the forces of deformation and the loads that are placed upon it, we should be able to develop a structure which will stay open for long periods of time and resist massive deformation.

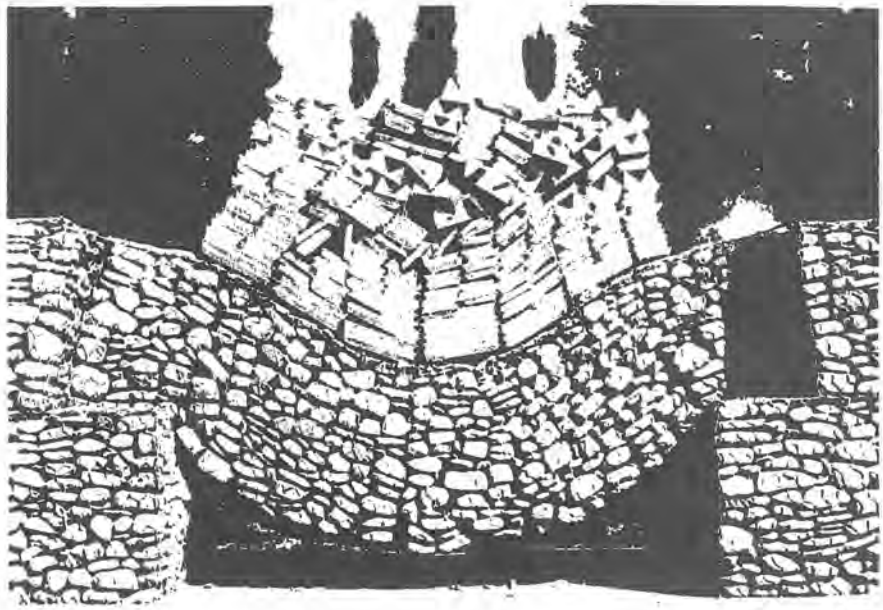


Figure 12.
Gabion load test, exhibiting strength and flexibility

The author contends that this can be done with two phase systems using short rock anchors near the skin of the opening, closely spaced, designed to stick/slip near their maximum load carrying capability, but previous to anchor failure, coupled with long cable anchors, detached through the fractured mass, which will accept the dilation of the rock as it fractures by stretching but will be a continuing load member due to the fact that anchors are placed at some considerable depth into the rock mass. The anchorage at depth can probably best be handled with polyester resin or with cement as the anchoring medium. Anchors will have to be several feet long to withstand the resultant tension produced in cables and the possibility of shears coming across the anchor zone.

Field experiments are presently being undertaken in the United States to determine whether or not the theory as presented here is a way to improve roof control and eliminate timber cribs in American coal mines. It will never be possible to totally eliminate cribbing, posting, beaming of coal mine roofs but through the judicious use of techniques presently available to the rock mechanics engineer considerable improvement should be possible.

Conclusions

In this paper, I have tried to present a state of technology of ground control, particularly through the use of interior rock fixtures as used in the United States. It is my sincere belief that formable anchors as we know them today are in their infancy and innovative engineers will develop new ways to apply these fixtures. The yeilding mechanism will protect the integrity of roof fixtures and allow the appropriate amount of movement to mobilize rock interlock in fractured ground to maximize its load carrying capability. Cable bolts and new uses of cable type anchors and suspension systems will become more often used where severe ground conditions are encountered and large deformations of the rock mass occur.

IGELSTADVIKEN JERNBANEBRO, SVERIGE
ERFARINGER FRA FUNDAMENTERINGSARBEIDENE

Igelstadviken Railroad Bridge, Sweden
Foundation Construction. Experience

Sivilingeniør Hans Petter Jensen
Egen virksomhet

SAMMENDRAG

Konsortiet Igelstadbron bygger Igelstad Jernbanebro i Södertälje, Sverige i totalentreprise. Byggherrens anbudsmateriale inneholder detaljert beskrivelse av grunnen med løsninger og krav for grunn-og fundamenteringsarbeidene. Basert på norske erfaringer fra fundamenteringsarbeider har entreprenøren fått gjennomslag for egne og forenklede fundamenteringsløsninger som har ført til store besparelser.

Erfaringene fra stålrørspelingen vil innarbeides i nye svenske anvisninger for hvorledes stålrøspeler kan benyttes og utnyttes i fundamenteringsløsninger.

Dette foredraget inneholder en beskrivelse av prosjektet og enkelte av de forenklinger som er gjennomført.

SUMMARY

Konsortiet Igelstadbron, a joint venture between the Swedish contractor NCC and the Norwegian companies Eeg-Henriksen and Veidekke, are building one of Europe's longest railroad bridges as a turn key project. The Client's subsurface investigations and project material contain a detailed description of the ground as well as detailed solutions for the foundations works, and form the basis for the contract. However, the Contractor has proposed alternative and simplified solutions for the foundations based on his own experience and Norwegian practice, thereby obtaining substantial savings.

This paper gives a description of the project and some of the alternative solutions

INNLEDNING

Igelstadviken jernbanebro inngår som endel av Grödingebanan ved Södertälje syd for Stockholm og er vist i perspektiv på Figur 1. Broen, eller broene som har en samlet lengde på ca 3200 meter, hvorav 2014 meter dobbeltsporsbro, som er en av Europas lengste jernbanebroer, bygges av Konsortiet Igelstadbron i totalentreprise med en samlet kontraktssum på SEK 600 mio. Konsortiet består av NCC/Eeg-Henriksen/Veidekke med 52/48 fordeling på svensk og norsk deltagelse. Byggearbeidene ble igangsatt høsten 1990 og broen skal ferdigstilles i 1994.

Banverket har utført planleggingen av prosjektet som grunnlag for anbudet. I kontrakten har Konsortiet overtatt det hele og fulle ansvar for all prosjektering, inklusive grunnforholdene. I prinsippet er byggearbeidene foretatt i henhold de opprinnelige planer, men det er foretatt tildels betydelige forenklinger av grunnarbeidene basert på planlegging utført av Konsortiet ved sine konsulenter. ELU Konsult er byggeteknisk konsulent for prosjektet, mens Sivilingeniør Hans Petter Jensen er geoteknisk konsulent.

Broen har 55 stykker fundamenter, dels satt rett på fjell, dels satt på rammede betongpeler til fjell eller som friksjonspeler, dels på rammede stålrørspeler til fjell eller som friksjonspeler som vist på lengdeprofilet i Figur 2. I utgangspunktet var det prosjektert enkelte fundamenter på stålkjernepeler, men dette ble senere endret til rammede betongpeler.

I det etterfølgende er det gitt en nærmere beskrivelse av fundamenteringsarbeidene, med oppsummering av erfaringer.

GRUNNFORHOLD

Igelstadviken jernbanebro har blitt planlagt av Banverket i flere tiår. Dels er det gjort undersøkelser langs forskjellige traceer, dels er det sett på alternative utforminger av selve broen. I denne forbindelse er det gjort meget detaljerte grunnundersøkelser i flere omganger hvor de fleste firmaer innenfor fagfeltet i Sverige har vært involvert. Det er foretatt refraksjonsseismisk profilering over Igelstadviken i tillegg til sonderboringer, fjellkontrollboringer, prøvetaking, trykk-dreiesondering og vingeboringer. Det er også foretatt kjerneboring i fjell.

I forbindelse med detaljprosjekteringen ble det i siste halvdel av 1980-årene foretatt prøvepeling og prøvebelastning av stålrørspeler på en holme (Fläsklösa) litt lengre ut i Igelstadviken, men i tilsvarende grunnforhold. Disse forsøkene er detaljbeskrevet i NGM i Oslo i 1988.[1]

---

[1]Provbelastning av grova stålrörspålar, Södertälje, Sverige.
Bengtsson, Hellmann, Holm og Jansson. NGM Oslo 1988

Grunnforholdene langs den aktuelle brostrekning varierer mye og de fleste massetyper er påtruffet.

Bergarten i området består av en tildels meget oppsprukket gneiss. Fjelloverflaten er dessuten meget kupert, og løsmassene ligger dels rett på fjellet, dels er det påtruffet en moreneavsetning nærmest fjellet. Morenen har varierende fasthet og sammensetning og inneholder lokalt endel større stein og blokk.

Løsmassene varierer fra leire til sand og grus og i mektighet til mer enn 100 meter. Nærmest terreng er det på land fyllmasser eller organiske masser i varierende sammensetning. Derunder er det tildels leire ned til fjell/morene, eller massive sand- og grusavsetninger i tildels løs lagring. I selve Igelstadviken er vanndypet opptil 15-20 meter og det er bløt leire i mektighet opptil 20 meter (ned til kote minus 35). Videre ned er det stort sett en velgradert sand og grusavsetning (glacial grusesker) til stor dybde (kote minus 45 til minus 100?).

PELEFUNDAMENTERING

Landfundamenter

De fleste fundamentene på land er utført med store grupper av rammede betongpeler. Antallet peler varierer stort sett mellom 40 og 90 stykker per fundament, hvor hver enkelt pel er dimensjonert for en last på 1090 kN i en slags bruksgrensetilstand. Det er stilt krav om at pelene skal ha en bæreevne på minst det dobbelte, og dette er verifisert ved dynamisk prøvebelastning ved hjelp av PDA målinger. I tillegg er det utført produksjonskontroll ved PDA måling på 20 % av pelene. Dimensjoneringen av pelegruppene og de enkelte peler er utført i henhold til Bronormen som i klartekst angir hva som skal legges til grunn.

Enkelte av pelegruppene på land er satt på peler rammet til nødvendig dybde i sand- og grusavsetninger. Pelene er i angitt dybde dynamisk prøvebelastet med PDA målinger, og bæreevnene er dessuten beregnet ved hjelp av CAPWAP-analyser som gir last-deformasjonsforløp for en tenkt statisk prøvebelastning. Det er foretatt en analyse av tids-setningsforløpet for pelegruppen, hvor resultatene er sammenholdt med Bronormens krav til maksimale setningsforskjeller på 10 millimeter mellom nabofundamenter.

Brotraceen går gjennom havneområdet og inntil eksisterende lagerskur. I dette området er det opptil 25 meter med tildels løst lagret sand hvor pelingen har ført til komprimering av sanden og setninger på bebyggelsen.

Fundament nr 13 ved strandlinjen i Igelstadviken var prosjektert med en pelegruppe av stålkjernepeler ført ca 15 meter inn i fjelloverflaten hvor bæreevnen var forutsatt hentet ved heft i fjellet alene. Lengden og lastutnyttelsen var styrt av fjellets kvalitet. Over fjell er det 10-20 meter med sand og grus. Fundamentet ble omprosjektert på en konvensjonell

gruppe av prefabrikerte betongpeler rammet til stopp som vist i Figur 3. For å verifisere dette ble det foretatt prøvepeling. Denne viste at tilstrekkelig bæreevne kunne hentes ved spissbæring i faste masser over fjell, slik at fjellets kvalitet ikke lenger ble dimensjonerende. Denne omprosjektering alene førte til en meget betydelig besparelse fordi hver betongpel tok samme last som en boret pel samtidig som den enkelte pel ble vel 15 meter kortere. I tillegg kom besparelsen i tid.

Erfaringene fra prøvepelingen for dette fundamentet viste at betongpeler ville oppnå nødvendig bæreevne vesentlig høyere oppe i sand-og grusavsetninger enn hva som var angitt i Handlingarna. Dette førte til at Banverket aksepterte at 2 av landfundamentene kunne settes på rammede betongpeler til 35 meters dybde, mens det i Handlingarna var angitt at pelene skulle rammes til fjell i mer enn 45 meters dybde. Selvom en fundamentering på svevende betongpeler beregningsmessig ville kunne føre til noe setninger, ville differenssetningene mellom to nabofundamenter holde seg innenfor 10 millimeter som er angitt som krav i Bronormen. Med pelegrupper på 75 stykker peler var det således stor gevinst i å spare 10 meter lengde per pel. Ikke minst fordi det ville være svært vanskelig å ramme betongpeler særlig dypere enn 35 meter inn i friksjonsmasser. Selv ved en begrensning til 35 meter var det nødvendig med opptil 7000 slag per pel.

Sjøfundamenter

Brokryssingen av Igelstadviken førte til 3 store hovedfundamenter ute i viken. I tillegg til økt spennvidde og utforming av broen er fundamentene dimensjonert for å kunne motstå kollisjon fra skip. De dimensjonerende krefter er ivaretatt ved pelegrupper på 49 stykker rammede stålrørspeler til ca kote minus 60 eller vel 50 meter inn i sand- og grusmasser. Pelene har en diameter på 812 millimeter og godstykkelse 14,2 millimeter med 20 millimeter i den nedre del. Ved at pelene er rammet gjennom utlagte tunnelsteinsmasser er de utstyrt med fjellspiss, og fylling og pelegruppe fremgår av Figur 4. De dimensjonerende pelelaster i bruksgrensetilstanden er 4690 kN, og det er verifisert en bæreevne på minst det dobbelte, dvs 9380 kN. Samtlige peler som er satt i en vifteform, har en helning på 8:1. Rammingen er foretatt med 100-127 kN hydraulisk fall-lodd av typen Junttan, og ved enkelte prøveslag er det målt en effektiv overført rammeenergi på 120 kNm/slag. Antall slag for å drive pelene ned til foreskreven dybde har variert mellom 5000 og 13000 slag, hvorav mer enn halvparten var nødvendig for å få pelene ned de siste 10 meter. Hvert av hovedfundamentene inneholder vel 3 kilometer med peler.

Enkelte prøvepeler med 20 millimeter gods er drevet til full dybde og prøvebelastet dynamisk. PDA målinger og CAPWAP analyser har gitt grunnlag for å beregne oppnådd bæreevne og modellert last-deformasjonsforløpet. Den økte godstykkelsen har redusert antall slag til under halvparten, og dessuten redusert nødvendig energi for å oppnå bæreevne som vist i Figur 5.

Forut for pelingen ble det foretatt mudring av opptil 25 meter med tildels bløt leire, ialt mer enn 300 000 m3 ned til sand-og grusavsetningen. Det var i byggherrens prosjekt forutsatt peling før en meget finurlig tilbakefylling med stein i forskjellig graderinger

separert med en spuntvegg som filter, samt graderte og komprimerte grusmasser i det sentrale peleområdet opp til kote minus 10. I denne utførelsen lå det store usikkerheter med hensyn på den praktiske gjennomføring og dokumentasjon på oppnådd kvalitet. Bl.a. ville separasjonsspunten kunne få en lengde på mer enn 25 meter i vann hvor det måtte foretas systematisk tilbakefylling i trinn på begge sider av spunten med masser av forskjellig gradering. Konsortiet omprosjekterte fyllingene og fikk gjenomslag for en løsning dels med oppfylling av grusmasser, dels med utlegging av tunnelstein opp til kote minus 10 før peling hvoretter pelene ble rammet gjennom de utlagte masser. Fyllingen er senere erosjonssikret med sprengstein av tilpasset størrelse. På denne måte ble det spart mange tusen kvadratmeter separasjonsspunt per fundament i tillegg til selve fyllingen ble betydelig forenklet. Senere ble det også akseptert at fyllmassene fikk nødvendig komprimering ved den peling som ble gjennomført. Prosjektert og valgt løsning for Stöd 11 er vist på Figur 6

Hovedfundamentet midt i skipsleden står med peler til ca kote minus 60, mens det er minst 40 meter med sand-og grus videre ned til fjell. Ved masseutskiftingen av de øvre leiremasser og senere omfylling av pelehodet til over vann er massene i grunnen påført en betydelig tilleggslast i tillegg til lastene fra selve fundamentet. I forhold til nabofundamentene som står med peler til stopp mot fjell/i fast morene vil det beregningsmessig kunne oppstå differenssetninger utover de 10 millimeter som Bronormen forutsetter. Selv ved øking av pelelengden til kote minus 70 eller dypere vil setningene kunne bli for store. Banverket aksepterte derfor at Bronormens krav kunne overskrides og det er tatt høyde for en setningsforskjell etter sammenkopling av brobanen på 20 millimeter ved at det er lagt inn ekstra armering i overbygningen.

I dagens situasjon er brosøylene støpt opp til full høyde og all omfylling av fundamentene i sjøen er foretatt. Det er registrert setninger på pelehodet av størrelsen 20 millimeter hvilket er i overensstemmelse med beregnede setninger. Ialt er det fylt ca 380 000 m3 i sjøen rundt fundamentene.

I Handlingarna for prosjektet er det angitt at stålet i stålrørspelene ikke skulle medregnes i den permanente bæring. Det ville således bli nødvendig å armere pelene helt ned til spissen dvs til ca kote minus 60. I diskusjoner med byggeherren og ved hjelp av dokumentasjon av forventet korrosjon på stålmantelen fikk imidlertid Konsortiet aksept for å regne minst 10 millimeter av godset permanent bærende for dimensjonerende lasttilfeller. Dette medførte at pelene kun ble armert ned til kote minus 43. Dessuten ble armeringsmengden i den øvre del av pelene redusert noe. Forøvrig ble pelene utstøpt ved tørr rørstøp.

Pelehodene i Igelstadviken har et planmål på ca 17*26 meter og med underkant på kote minus 10. Det ble fabrikert en spuntkasse på land med 12 meter lang spunt, og kassen ble løftet på plass med flytekran. Deretter ble det støpt ut en tettekake av betong i 100 centimeter tykkelse. De videre arbeider med pelehodet kunne foretas i tørr grop ved at spuntkassen var dimensjonert for det utvendige vanntrykk. Kassen ble fjernet etter at betongarbeidene var sluttført for gjenbruk på nabofundamentet.

Fjellfundamenter

I Handlingarna var det beskrevet at fundamenter på fjell skulle utføres etterat det ved vanntapsmålinger og eventuelle injeksjonsarbeider var påvist at alle eventuelle hulrom var tettet til minst 5 meter under angitt fundamentnivå. Det var dessuten angitt at maksimal gjennomsnittlig fjellspenning skulle begrenses til 2 MPa. Disse kravene har ført til store fundamenter også på fjell. Imidlertid har det ved utførelsen vært mulig å begrense nedsprengningsdybden i fjellet og heller legge mer arbeid ned i injeksjonsarbeider, som vist på Figur 7. Dette har spart sprengning og betong.

ERFARINGER FRA FUNDAMENTERINGSARBEIDENE

Stålrørspeler

Stålrørspeler er en relativt lite benyttet fundamenteringsmetode i Sverige, og rørpeler er ikke inkludert i Bronormen. Som grunnlag for Handlingarna ble det derfor gjennomført omfattende prøvepeling på Fläsklösa, dels for å undersøke rammeforholdene, dels for å få et begrep på hvilken bæreevne som kunne forventes. Ved gjennomføringen av prøvepelingen hentet entreprenøren norsk konsulentbistand.

Forholdene på Fläsklösa kan langt på vei sammenliknes med erfaringer hentet ved utbyggingen av Ilmenittsmelteverket i Tyssedal, og prøvepelingsresultatene er sammenfallende med tilsvarende resultater i Tyssedal som forøvrig er meget godt dokumentert og rapportert.[23]

Basert på disse erfaringer var det således forventet at det ville kreves mye energi og mange slag for å få stålrørspelene ned til kote minus 60. Det er imidlertid sammenhengen mellom bæreevne og tilført rammeenergi som erfaringsmessig skaper de største problemer. I tilfellet Igelstadbron var det nødvendig å påvise en bæreevne på minst 9380 kN. Ved ramming på ca 75 meter lange skråpeler med godstykkelse 14.2 millimeter viste det seg nødvendig å tilføre en effektiv rammeenergi på minst 120 kNm/slag for å kunne verifisere bæreevnen. Sammenheng mellom rammeenergi og bæreevne for forskjellige pelelengder er vist på Figur 8. For enkelte peler ble tilstrekkelig bæreevne verifisert med mindre energi, men da med pelegodstykkelse på 20 millimeter. Den økte godstykkelse reduserte slagantallet for å få pelen ned til full dybde til under det halve som vist i Figur 9.

---

[2] Stålrørspeler. Eksempel fra Tyssedal.
H.P. Jensen. Kursdagene NTH 1987

[3]Bearing Capacity of Steel Pipe Piles and Hammer Performance.
by A.S. Simonsen and H.P. Jensen
ASCE Symposium On Dynamic Measurements 1987

Rambarhetsanalyser og modellberegninger av last-deformasjonsforløp for pelene viser meget god overensstemmelse med gjennomførte CAPWAP-analyser som vist i Figur 10.

Den ekstremt høye rammeenergi ble tilført ved hjelp av nyutviklede Junttan hydrauliske fall-lodd med loddvekt opptil 127 kN. I normalt bruk var det ikke mulig å ramme med større fallhøyde enn 120 centimeter. Loddets effektivitet ble målt til ca 60% slik at effektiv rammeenergi var begrenset til ca 90 kNm/slag. Den relativt lave effektivitet tilbakeføres til pelenes skråstilling og effekttap i hydraulikksylindre.

Det var imidlertid mulig å frikople loddet for enkelte prøveslag med fallhøyde opptil 200 centimeter. Maksimalt var det på denne måten mulig å fremskaffe en effektiv energi henimot 140 kNm/slag.

I produksjonspelingen ble det tildels benyttet en loddvekt på 100 kN og fallhøyde ca 100 centimeter. Dette var tilstrekkelig for å drive pelene ned til kote minus 60, men antall slag varierte mellom 6000 og 13000, i hovedsak som følge av variasjoner i loddets effektivitet. Med en slagtakt på 40-60 slag per minutt gikk det med 2-5 timer effektiv rammetid per pel. I tillegg kommer tilrigging per pel, skjøting og annen håndtering, samt tid til kontroller og verifikasjon. I gjennomsnitt ble det derfor rammet ferdig en pel per dag. I tillegg kommer tid til vedlikehold og drift av rammeutstyret. Med det tunge rammeeutstyret som måtte arbeide på de øvre grenser gikk det med mye tid til modifikasjon av utstyret.

Det er sannsynlig at produksjonspelingen vel så effektivt kunne vært gjennomført med tunge diesellodd (D46-D62).

Rammingen av pelegrupper med ca 50 stykker grove peler i sandige og grusige masser skulle tilsi at grunnen ville bli komprimert slik at pelingen etter hvert ville gå tregere. Det var derfor i utgangspunktet planlagt å ramme pelene fra sentrum av gruppen og utover. Imidlertid viste erfaringer at komprimeringseffekten var beskjeden slik at en slik rekkefølgebinding ikke var nødvendig. Pelingen ble derfor lagt opp utfra praktiske plasseringer av det plasskrevende rammeutstyret, og Figur 11 viser sammenhengen mellom rammerekkefølge og slagantall.

Med et omfattende kontroll- og måleopplegg og en stor og stødig rammeutrusting med spesielt kraftig føring for lodd og peler var det mulig å tilfredsstille strenge krav til toleranser, både med hensyn på plassering og skråstilling/retning. Av ialt 130 sjøpeler med en samlet lengde ca 8000 lm var det nødvendig å ramme 2 ekstrapeler for å tilfredsstille pelegruppenes bæreevne ved etterregning av statikken etter at pelene var ferdig rammet.

Pelene ble i hovedsak støpt ut tørt ved rørstøp. Et fåtall av pelene hadde lekkasjer etter rammingen. Lekkasjene var lokalisert til sveiseskjøter, og førte til at utstøpingen ble utført som dykket undervannsstøp.

Erfaringene fra stålrørspelingen i Igelstadviken stemmer godt overens med forventningene basert på norske erfaringer. Norske entreprenører har også gjennomført stålrørspeler i veibroprosjekter i Sverige (Ekolsundsviken) med tilsvarende gode erfaringer[4]. Den Svenske Pålkommisjonen utarbeider retningslinjer for dimensjonering og bruk av stålrørspeler i Sverige. I disse anvisningene vil det trolig åpnes for å benytte deler av stålmantelen som permanent bærende under gitte forhold, som også er tilfelle i Norge.

Hvis mantelen kan regnes inn i den permanente bæring (med fradrag av et beskjedent korrosjonsmonn) vil det bli interessant å benytte peler med større godstykkelse. Dette vil lette rammingen ved at slagantallet kan reduseres vesentlig, samtidig som høy bæreevne kan verifiseres ved lavere energitilførsel. Armeringsmengden vil reduseres, og kanskje i enkelte tilfeller kunne falle helt bort. Totalt sett vil dette kunne føre til store besparelser.

Den norske Peleveiledningen tillater også at stålet medregnes i permanent bæring, men denne mulighet er lite utnyttet i praksis. Både i Tyssedal og Mjøsbrua har imidlertid deler av stålmantelen blitt inkludert i pelenes permanente kapasitet.

Betongpeler

Det er tradisjoner i Sverige å fundamenter broer på meget store grupper av rammede betongpeler. Antall peler ligger i de fleste tilfeller mellom 50 og 100 stykker og vanligvis benyttes B600 eller A900 peler. I tilfellet Igelstadbron ble det benyttet forsterkede A900 peler med en dimensjonerende kapasitet på 1080 kN. I praksis ble det derfor stilt krav om en dimensjonerende bæreevne på 2160 kN (sikkerhet på 2.0).

I slike pelegrupper forlanger Bronormen at det ved oppstarten av pelearbeidene foretas prøvepeling med tilhørende PDA kontroll. Basert på denne etableres kriterier for produksjonspelingen, bl.a. stoppkriterier for angitte bæreevne. Det foretas PDA kontroll av minst 20% av pelene i produksjonsfasen som integritetskontroll. Kontrollen utvides eventuelt om det skulle oppstå tvil om enkelte av pelene. Etter rammingen foretas det innmåling av pelene og etterregning av pelegruppen. Bronormen åpner for en høyere last (10%) på enkeltpeler ved etterregningen. Det er derfor ikke gitt at eventuelle vrakpeler må erstattes om gruppen ellers "regnes hjem" for å tilfredsstille Bronormen.

Erfaringene fra Igelstad bekreftet at friksjonspeler i sand-og grus vil oppnå tilstrekkelig bæreevne (utnytte tverrsnittet) for en lengde på ca 30 meter i grunnen. For å verifisere dette ble det nødvendig å bringe inn hydrauliske fall-lodd med vekt 60 kN. I produksjonspelingsfasen ble det benyttet letter utstyr og lavere fall-høyde, men dette krevde tildels mer enn 7000 slag for å få pelene ned til full dybde. I praksis vil det ikke være mulig å drive betongpeler vesentlig dypere (i slike masser) uten å risikere skader på pelene som følge av det store rammearbeidet. Økt fallhøyde vil føre til kritiske rammespenninger i betongen.

---

[4] Pålgrundläggning för nya Ekolsundsbron
H. Bredenberg, Bo Jansson, NGM 92

Fra andre pelejobber i friksjonsmasser har man erfaringer for at grunnen vil komprimeres slik at det oppstår store lengdevariasjoner (20-40%) innen pelegruppen. Dette kan føre til store problemer med verifikasjon av pelegruppens bæreevne og setningsforhold. I tilfellet Igelstad har komprimeringseffekten ikke medført noe vesentlig økning i rammemotstanden.

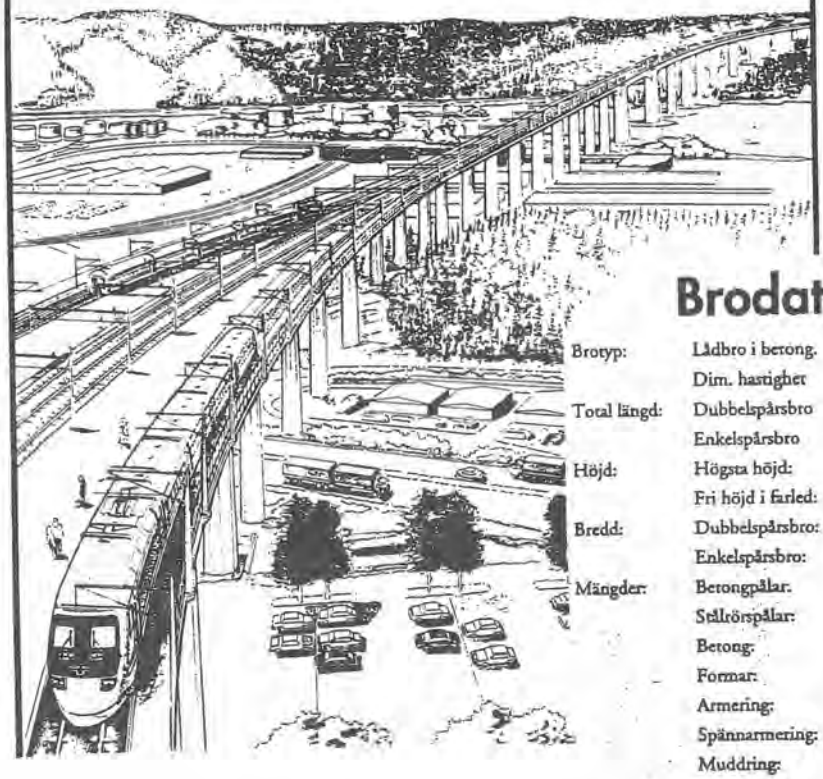
KONKLUSJON

De omfattende og kompliserte fundamenteringsarbeidene for Igelstadviken Jernbanebro er snart ferdige. Arbeidene er i hovedsak gjennomført i henhold til Handlingarna som var utarbeidet av byggherren for prosjektet. Konsortiet som står for prosjektering og bygging av broen har imidlertid fått aksept for vesentlige forenklinger av fundamenteringsarbeidene. Dette har ført til besparelser i tid og penger.

Erfaringene fra ramming av store stålrørspeler stemmer godt overens med norske erfaringer under tilsvarende forhold. Arbeidene vil bli banbrytende for bruk av denne peletypen i Sverige.

IGELSTABRON

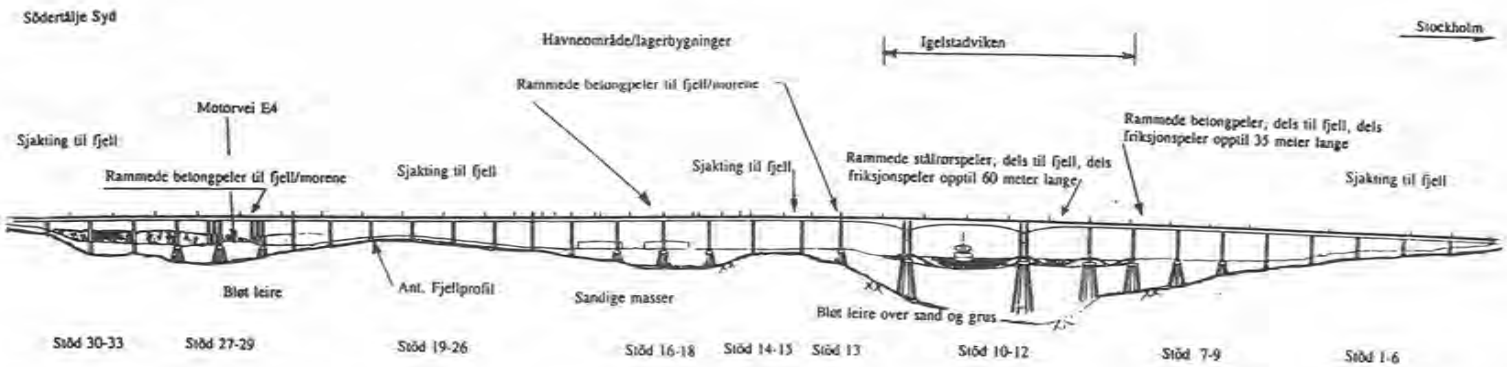
För 2000-talets järnvägstrafik!



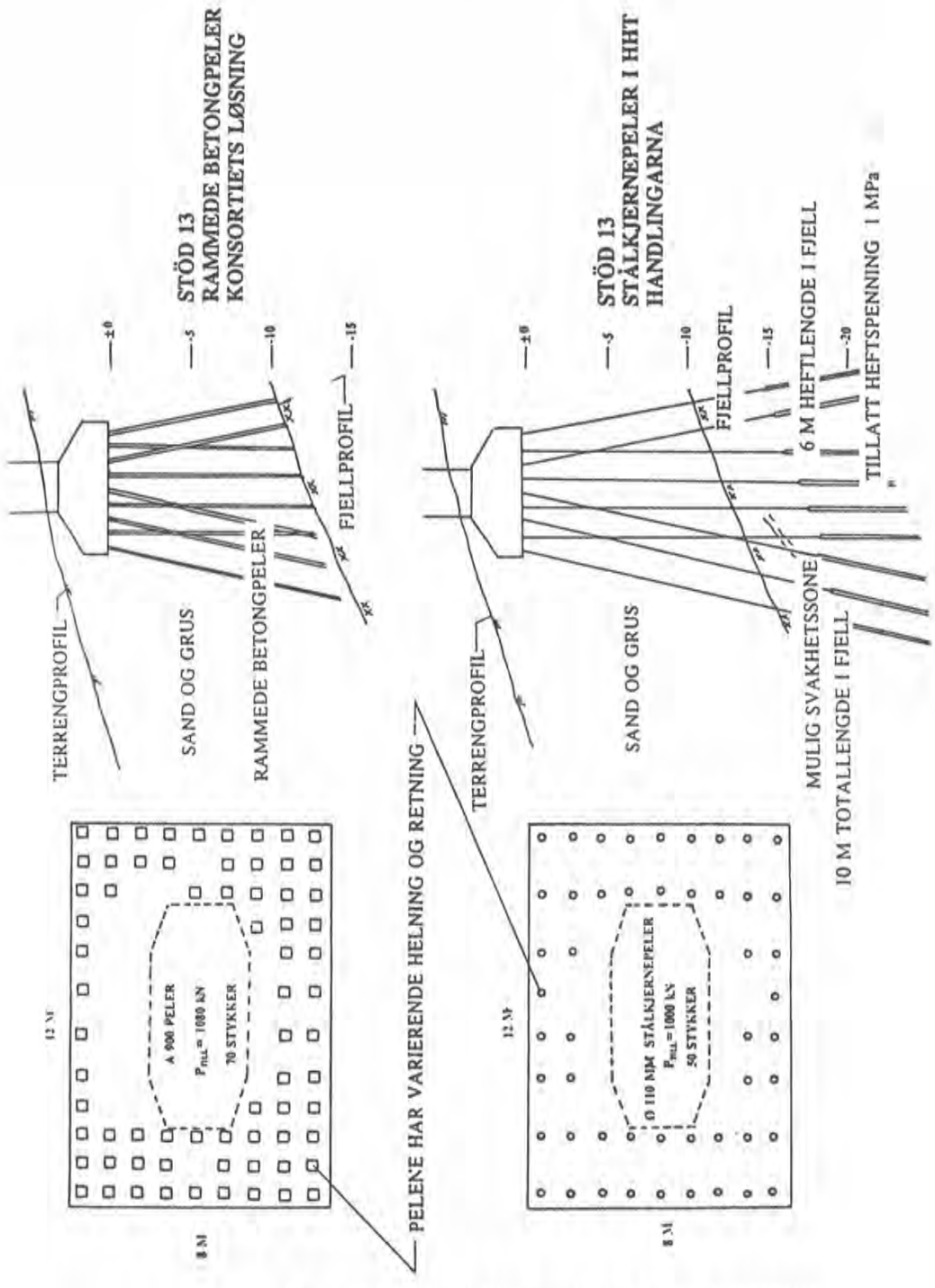
Brodata:

Brotyp:	Lådbro i betong.	
	Dim. hastighet	250 km/t
Total längd:	Dubbelspårsbro	2 014 m.
	Enkelspårsbro	2 st. á 655 m.
Höjd:	Högsta höjd:	48 m.
	Fri höjd i farled:	40,5 m.
Bredd:	Dubbelspårsbro:	12 m.
	Enkelspårsbro:	7 m.
Mängder:	Betongpålar:	20 000 lm.
	Stålrörspålar:	6 000 lm.
	Betong:	67 000 m³.
	Formar:	167 000 m².
	Armering:	7 000 t.
	Spännarmering:	120 000 m.
	Muddring:	260 000 m³.
	Strenfyllning:	316 000 m³.
	Grusfyllning:	60 000 m³.

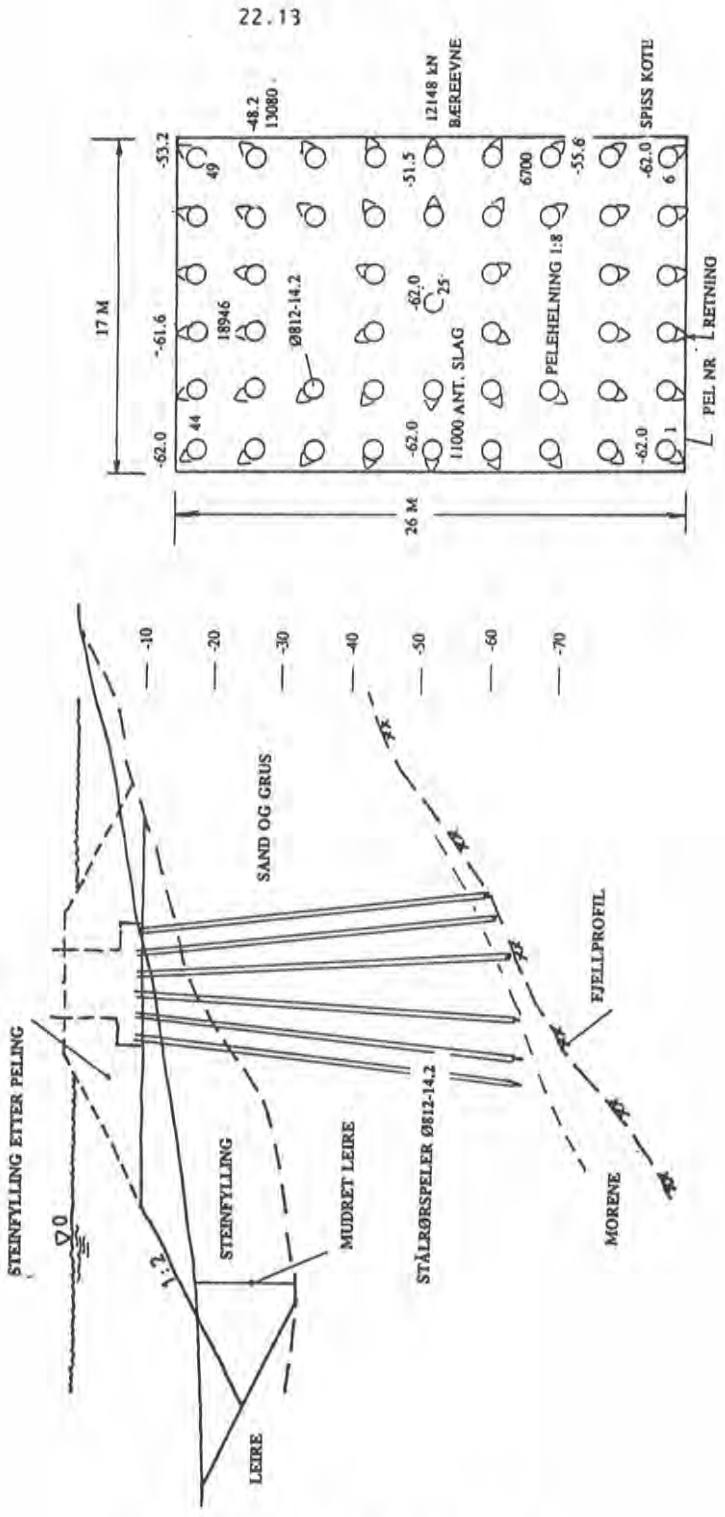
Figur 1: Perpektivtegning av Igelstadbron



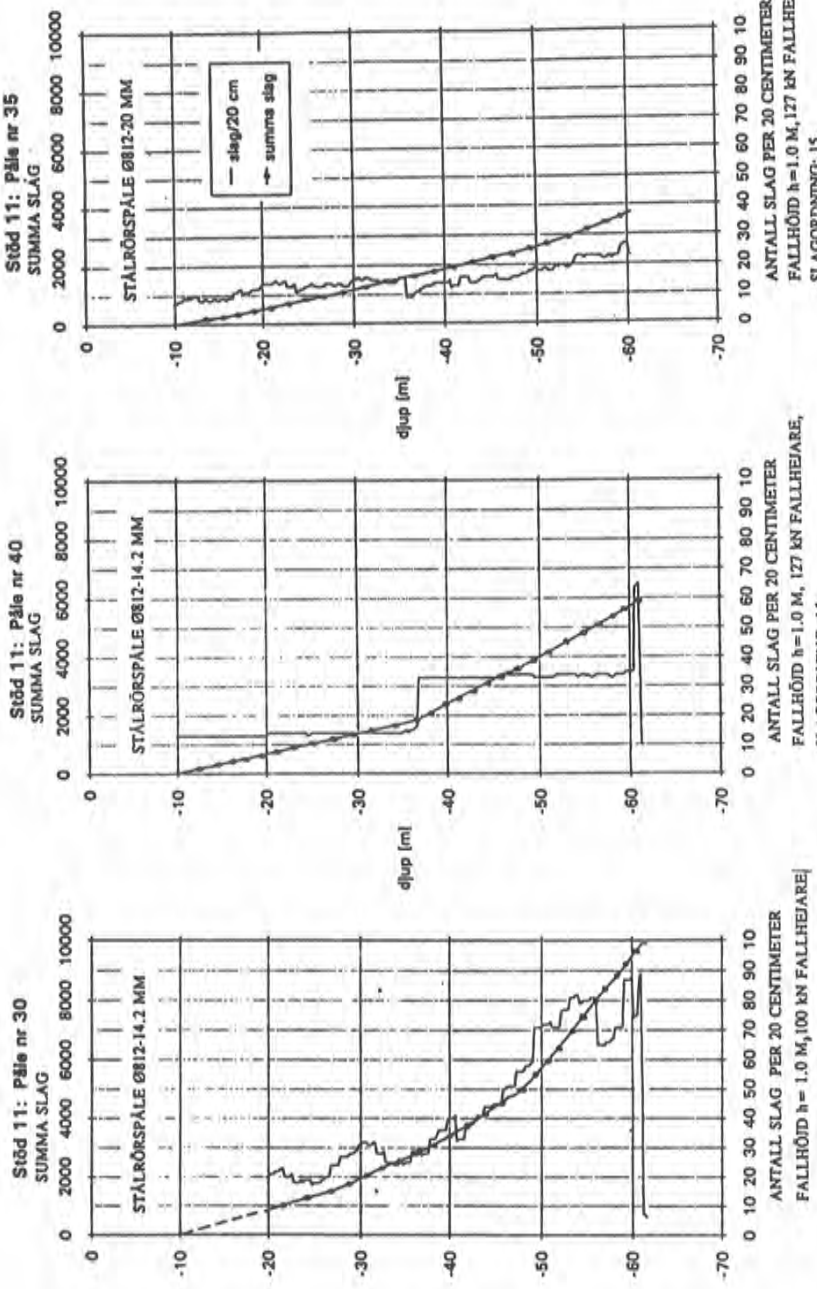
Figur 2: Lengdesnitt av Igelstadbron med grunn- og fundamenteringsforhold



Figur 3 : **Stöd 13. Prosjektert på stålkjernepeler**
Utført på rammede betongpeler

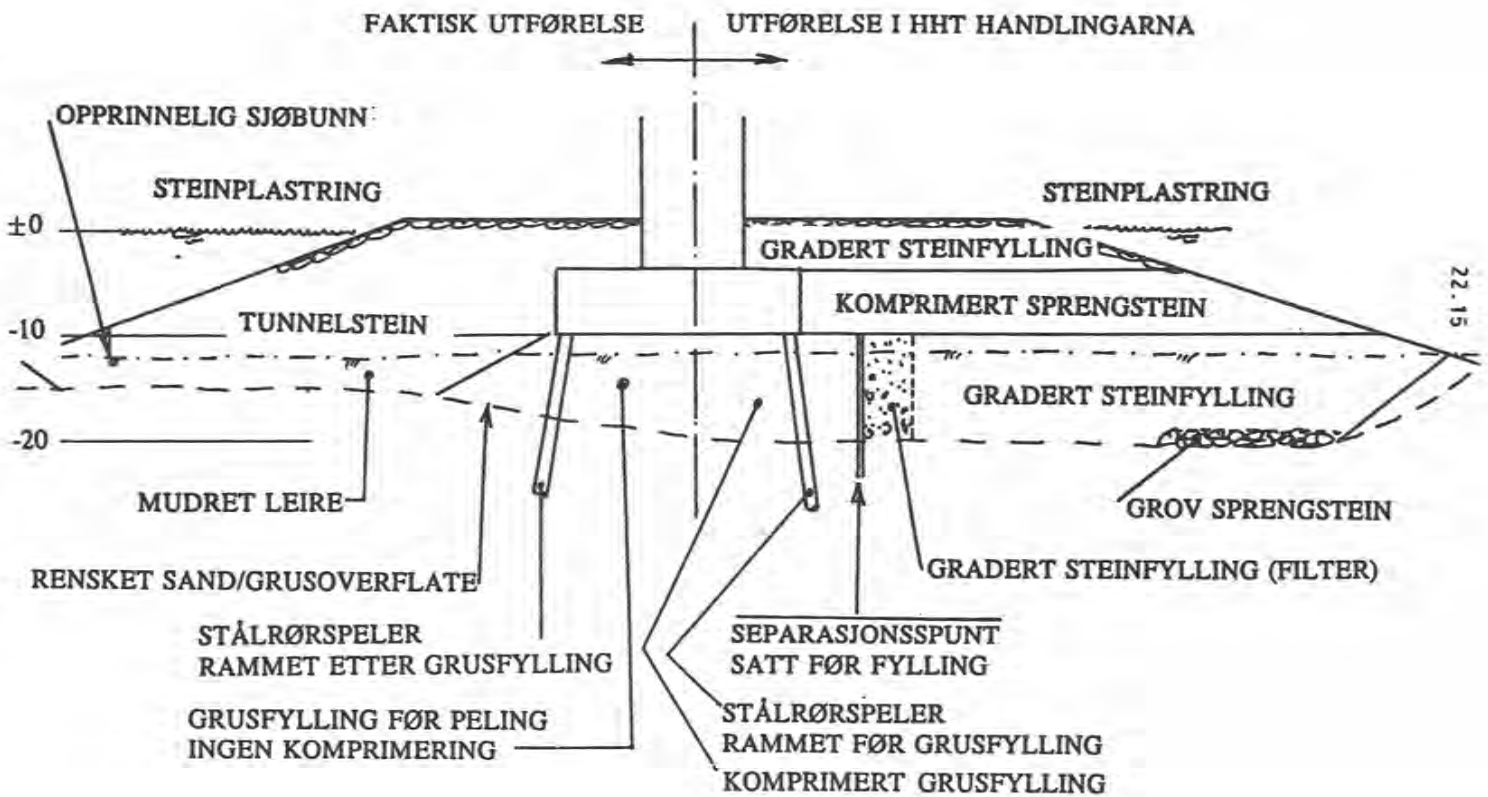


Figur 4 : Stöd 12. Stålrørspeler



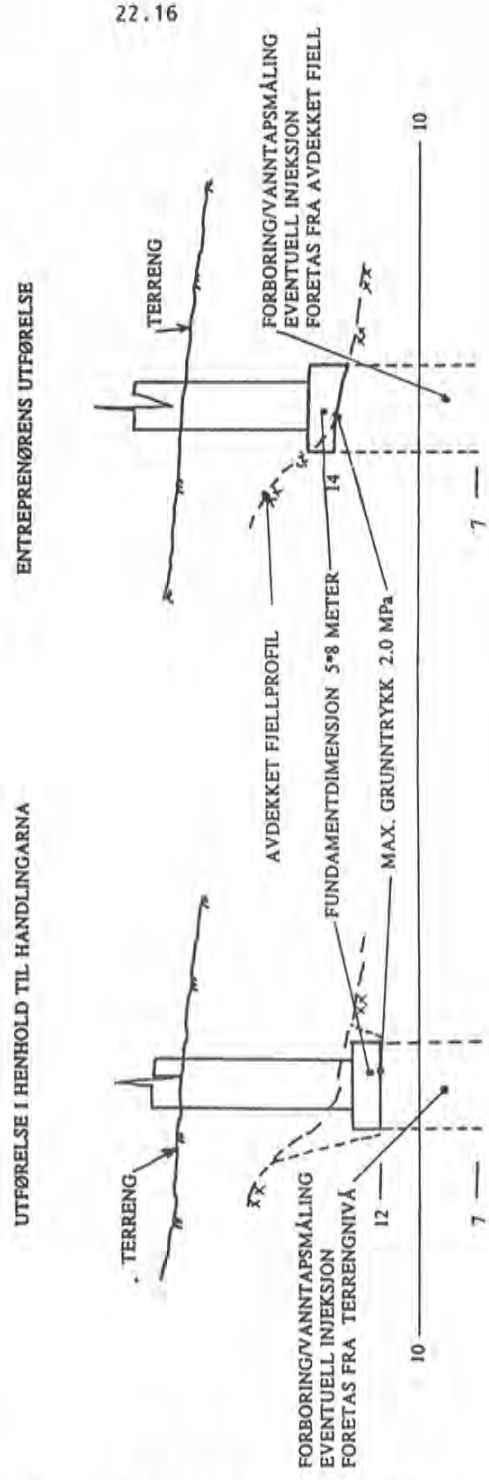
Figur 5 : **Stålrørspeler. Rammeforløp avhengig av godstykkelse og tilført rammeenergi**

FUNDAMENT 11

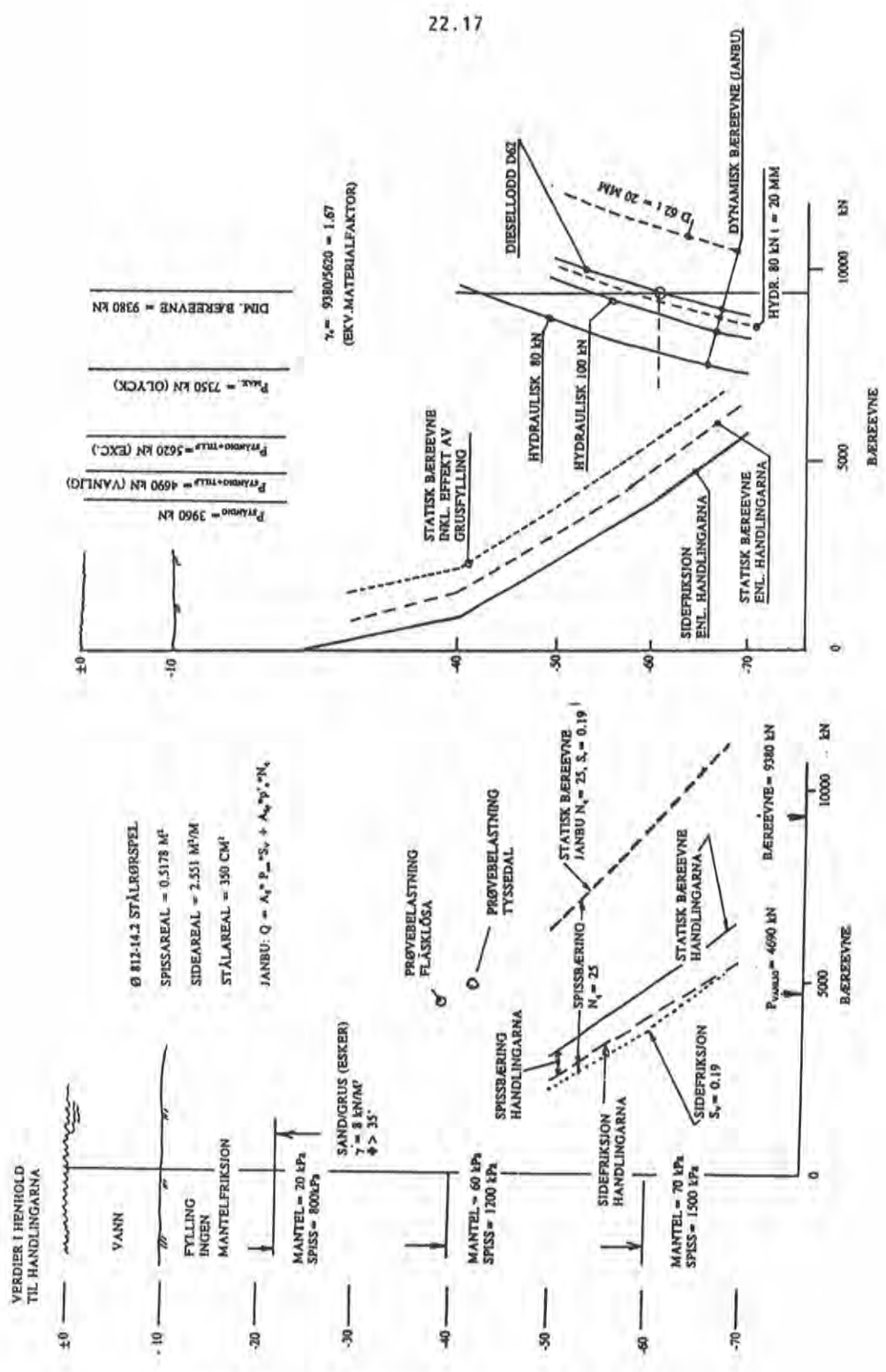


22.15

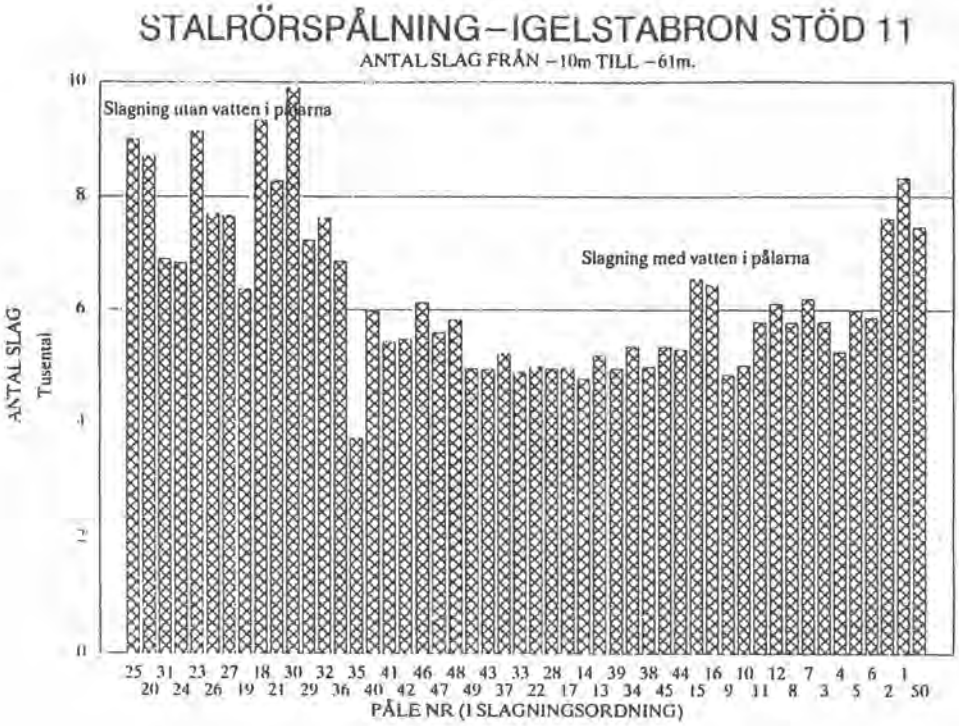
Figur 6 : Stöd 11. Prosjektert og utført fylling

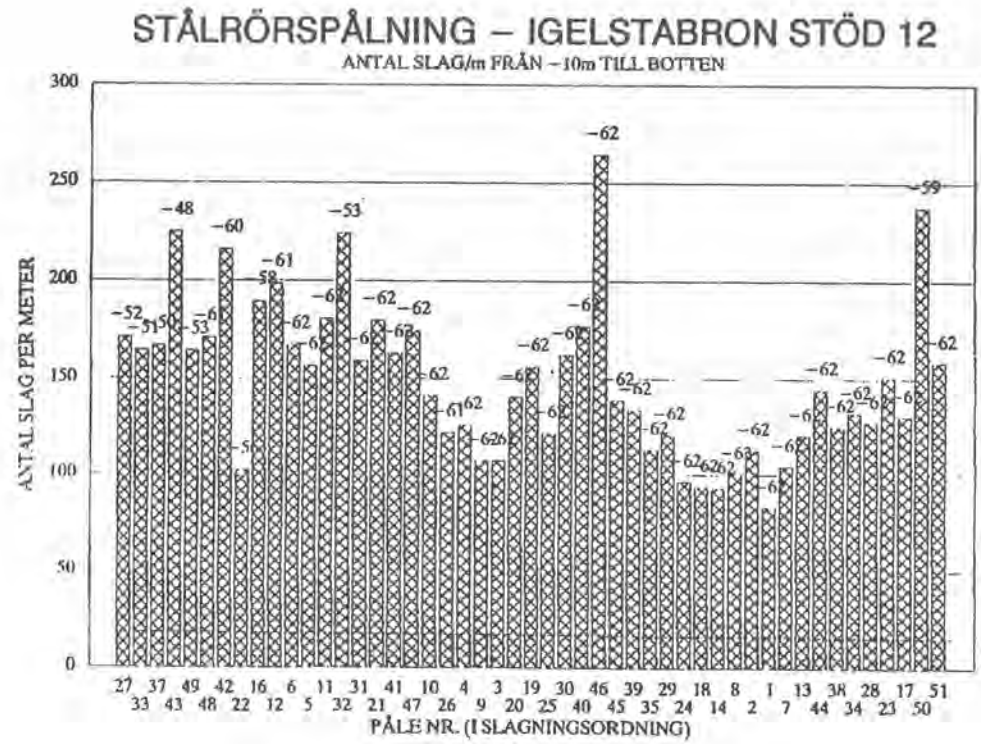


Figur 7 : **Stöd 4. Fundament på fjell**
Prosjektert og utført løsning

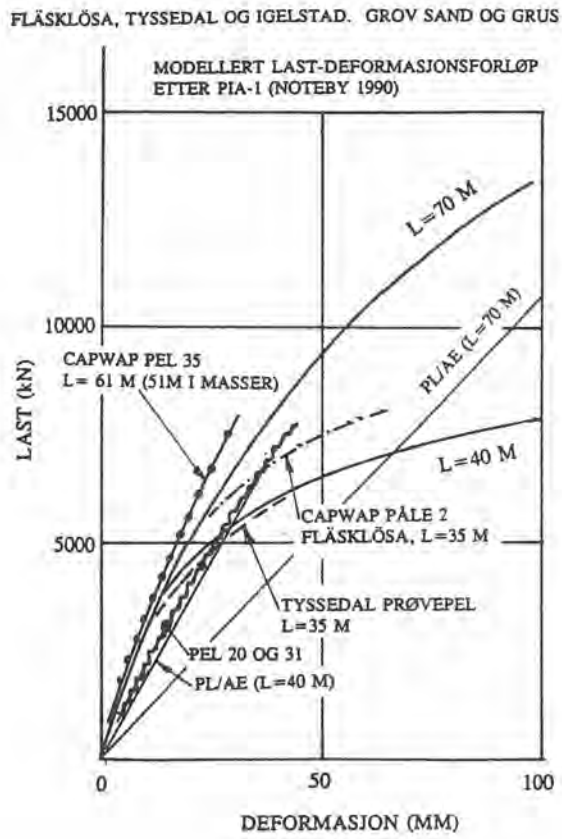


Figur 8 : **Stålrørspeler, Sammenheng mellom rammeenergi og bæreevne**





Figur 9 : Stålrørspeler. Rammerekkefølge. Slagantall per pel



Figur 10: **Modellert last-deformasjonsforløp for stålrørspeler sammenholdt med målinger**

NORSK STANDARD - FASTSETTELSE AV VEILEDENDE GRENSEVERDIER FOR SPRENGNINGSINDUSERTE VIBRASJONER

Norwegian Standard - Ground Vibrations from Blasting

Dr.ing. Tore Lasse By
NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

SAMMENDRAG

Forslag til norsk standard gis en kort presentasjon. I presentasjonen legges det vekt på bakgrunnen for standarden og den praktiske anvendelsen. Standard-tekniske finesser er tonet ned til fordel for en diskusjon omkring standardens funksjon og nytteverdi. Standarden er den første i en serie planlagte standarder som gir veiledende grenseverdier for vibrasjoner og støt fra anleggsvirksomhet som sprengning, peling, spunting, graving. Det foreliggende standardforslaget er begrenset til sprengningsinduserte vibrasjoner i byggverk og har som formål å redusere faren for skade på byggverk.

SUMMARY

Norwegian Standard for blasting induced vibration will be a guide to reduce the danger for damage to constructions from blasting in urban areas. The guide lines in the calculation of the vibration levels are based on experience from numerous examples. This paper discusses the application of the standard.

1. INNLEDNING

Norsk praksis for fastsettelse av grenseverdier for sprengningsinduserte vibrasjoner bygger på erfaring.

Dyktige fagfolk hos entreprenører, byggherrer og rådgivende ingeniørfirma har godt grunnlag for å sette opp enkle empirisk baserte regnestykker som gir sammenhengen mellom ladningsstørrelser og forventet vibrasjonsnivå. Disse forholdene har gjennom de siste årene med rette fått stor oppmerksomhet i Norge, blant annet gjennom flere NIF-kurs og mange foredrag på Fjellsprengningskonferansen og Bergmekanikkdagen. Også i andre land har forholdet mellom skader på bygninger og konstruksjoner, vibrasjonsnivå og ladningsstørrelse blitt grundig behandlet.

En nøkkelfaktor i det empiriske datagrunnlaget er hvilken grense som skal benyttes for akseptabelt vibrasjonsnivå. Hva som er akseptabelt i hvert enkelt tilfelle er jo helt avhengig av hvilke øyne som ser. En nabo som blir påført, ubehag har naturligvis en meget lav toleransegrense i forhold til entreprenøren, som vil ta ut mest mulig berg på kortest mulig tid.

Som nevnt har det vært alminnelig at grenseverdiene har blitt fastsatt basert på erfaring. Dette har gitt ulike utslag. I praksis har ansvar for å sette grenser vært overlatt rådgivende ingeniører. Ikke alle har samme erfaringsgrunnlag for å kunne gi best mulig råd om akseptabelt vibrasjonsnivå i hvert enkelt tilfelle. Faktorer som grunnforhold, konstruksjonstype og bygningsstandard påvirker dette forholdet.

Det har fremkommet et behov for en standardisert fremgangsmåte ved fastsettelse av grenseverdier. Norsk Byggstandardiseringsråd (NBR) har tatt dette til følge. I 1991 ble det nedsatt en komité for bedømmelse av vibrasjoner (rystelser) fra sprengning. Komitéens forslag til Norsk Standard for fastsettelse av veiledende grenseverdier for sprengningsinduserte vibrasjoner blir omtalt i det etterfølgende. Forslaget har vært ute til kritikk i det norske fagmiljøet og til høring hos svenske eksperter. Det er tatt hensyn til innkomne kommentarer i denne presentasjonen.

2. BAKGRUNN

Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) nedsatte i 1983 et utvalg som skulle arbeide med retningslinjer for fastsettelse av grenseverdier ved sprengning. Utvalget bestod av erfarne fagfolk med meget lang praksis fra vurdering og måling av vibrasjoner ved sprengning. Utvalgets forslag til vibrasjonsnormer kom i 1987. Normforslaget, som altså var empirisk basert, fikk god mottakelse, også i de øvrige nordiske land. Svensk Standard, SS 4861, er langt på vei en blåkopi av NBG-utvalgets forslag fra 1987. Det foreliggende forslaget til Norsk Standard har samme struktur som NBG-utvalgets forslag.

Arbeidet med å etablere en NBR-komité for utarbeiding av forslag til Norsk Standard ble initiert av NBG i 1990. For Norge var det klart viktig å få etablert en NS for sprengningsinduserte vibrasjoner før en eventuell europeisk standard, sterkt influert av tyske standarder (som avviker betydelig fra norsk praksis), ble gjort gjeldende i Norge ved en fremtidig norsk tilknytning til det europeiske fellesskap. Dersom vi i Norge har en gjeldende standard, står vi sterkere i videre forhandlinger om slike standarder i europeisk sammenheng.

3. HVA ER EN STANDARD OG HVILKEN FUNKSJON SKAL DEN FYLLE?

Før en kort presentasjon av hva en standard er og hva hensikten med den er, må det understrekes at dette er forfatterens oppfatning knyttet til den foreliggende standarden. Diskusjonen gjenspeiler ikke nødvendigvis offisielt syn fra NBR.

Særlig på bakgrunn av en del innkomne kommentarer til standardforslaget er det grunn til å understreke at standarden ikke er en lærebok eller bruksanvisning knyttet til forhold som husbesiktigelse, måleteknikk, sprengningsteknikk og instrumentering. I så måte går forslaget likevel lengre enn mange andre standarder, derved at man oppgir tallverdier for grenser, ikke angivelse av bare en standardisert fremgangsmåte ved fastleggelse av disse. Dette forholdet diskuteres videre i *kapittel 5.1 "Ukorrigert svingehastighet"*. Standarden erstatter hverken lærebøker, kurs, forskrifter, lover eller regler. En standard er ingen lov, standarden er derimot tuftet på aktuelle lover og alminnelig praksis for denne type oppgaver. Når standarden for eksempel angir lave

grenseverdier i den hensikt å unngå skade på historiske bygninger, kommer dette ikke i konflikt med nabolovens behandling av hva som bør tåles i et naboforhold i forbindelse med sprengning. Standarden angir fremgangsmåte ved fastsettelse av grenseverdier, den sier ingen ting om hvem som skal bære kostnadene ved de lave grensene. Dette er delvis forhold i kontrakt mellom byggherre og entreprenør, eventuelt påvirket av naboloven dersom grensene blir urimelig lave i forhold til hvorledes loven må tolkes, altså et rent juridisk spørsmål. I kommentarer som har kommet inn til standardforslaget, blir spesielle forhold knyttet til inventar og uerstattelig veggfast dekor behandlet. Slike tilfeller må behandles særskilt og kan ikke gjøres til gjenstand for standardiserte prosedyrer. Dette tar standardforslaget høyde for ved å anbefale spesiell vurdering i slike tilfeller.

Standarden setter i system en praksis som er alminnelig innarbeidet i fagmiljøet, vedrørende grensefastsettelse og måleteknikk. I så måte har NBR-komitéen tatt hensyn til de ulike interesser berørte parter har (byggherre, entreprenør, nabo). Vedrørende instrumentering og måling bygger standarden også på alminnelige måleprinsipper og instrumenttyper. Standarden har størst verdi som anbuds- og kontraktsdokument. Standarden er videre et godt grunnlag for vurdering i skadesaker, men man skal igjen huske at standardens foreslåtte grenseverdier hverken inngår i miljøvern-lovgivning, naboloven, lov om eksplosive varer eller andre aktuelle lover. Standardens grenser er altså ikke verdier det er lovforbud mot å overskride. Grenseverdienes betydning fastlegges i kontrakts- og avtale-dokumenter. Komitéen har likevel vært seg bevisst at standardens veiledende verdier kan komme til å danne en basis for vurdering av hva som er alminnelige tålegrenser, også i juridisk forstand, jfr. naboloven.

4. KOMITÉENS SAMMENSETNING

Som nevnt har vi mange dyktige fagfolk i Norge på området vibrasjonskontroll. Ved sammensetning av komitéen så NBR det som viktig at fagmiljøets bredde og aktuelle berørte parter var representert. Komitéen har derfor fått representanter fra konsulenter, store byggherrer, takstmenn, statlige etater, entreprenører, forskning- og utvikling.

Komitéens medlemmer har i prosessen, med utarbeiding av standardforslaget, søkt råd hos kolleger. Videre har det både før og under kritikkperioden kommet mange verdifulle innspill, som har bidratt til å gjøre standarden til forhåpentlig et nyttig dokument for bransjen.

5. GJENNOMGANG AV STANDARDEN

Standardens hovedstruktur med merknader og noe utdypning presenteres i dette kapittelet. Selv om standardforslaget ikke er vedtatt som gjeldende i NS i skrivende øyeblikk, er det god grunn til å anta at hovedstrukturen forblir uendret i det endelige dokument.

Hovedstrukturen for standarden består i å fastlegge en grenseverdi som korrigeres for type byggverk, materialkvalitet, avstand og arbeidets varighet. Standarden angir også hvorledes den korrigerte grenseverdien skal måles. **Denne hovedstrukturen er identisk med NBG-utvalgets forslag fra 1987, og Svensk Standard.**

Grenseverdien (v) fastsettes etter formelen:

$$v = v_0 \cdot F_k \cdot F_d \cdot F_t$$

hvor;

v_0 er ukorrigert toppverdi av vertikal svingehastighet i millimeter per sekund. v_0 er avhengig av grunnforholdene,

F_k er en konstruksjonsfaktor,

F_d er en avstandsfaktor,

F_t er en tidsfaktor.

5.1 Ukorrigert svingehastighet v_0

Ukorrigert svingehastighet, v_0, er avhengig av grunnforholdene. Det er en kjent sak at bygninger fundamentert på løsmasser har lavere toleransegrense enn bygninger fundamentert på fjell. Det er den seismiske hastigheten i grunnen som er årsaken til dette. Det er proposjonalitet mellom den påkjenning en konstruksjon utsettes for og forholdet mellom vibrasjonens svingehastighet, v_0, og den seismiske hastigheten i grunnen. Når v_0 derfor er fastlagt for de mest gunstige grunnforhold (dvs. høy seismisk hastighet i grunnen), vil vi ved f.eks. en halvert seismisk hastighet også få en

halvert v_0. v_0 for typiske grunnforhold er vist i *tabell 1*. Ved nærmere undersøkelse av grunnforholdene kan man velge verdier for v_0 mellom de viste eksempler.

Tabell 1 Verdier for ukorrigert svingehastighet, v_0, ved ulike grunnforhold

Grunnforhold	Vertikal svingehastighet v_0 mm/s
Løst lagret morene, sand, grus, leire (seismisk hastighet mindre enn 2000 m/s)	18
Fast lagret morene, skifer, myk kalkstein og tilsvarende (seismisk hastighet 2000 til 4000 m/s)	35
Granitt, gneis, hard kalkstein, kvartsitt, diabas og tilsvarende (seismisk hastighet over 4000 m/s)	70

5.2 Konstruksjonsfaktor F_k

Konstruksjonsfaktor F_k er avhengig av type/utforming av byggverk og byggematerialer. Konstruksjonsfaktoren F_k bestemmes etter formelen:

$$F_k = F_b \cdot F_m$$

hvor;

F_b er en byggfaktor,

F_m er en materialfaktor,

5.2.1 Byggfaktor F_b

Standardforslaget tar utgangspunkt i at "vanlige boliger" gis byggfaktor 1,00. Historiske bygninger, ruiner etc. i ømtålig tilstand gis byggfaktor 0,50. Tunge konstruksjoner, f.eks. broer, kaier og lignende gis byggfaktor 1,70. Mellom ytterpunktene 0,50 og 1,70 finnes flere klasser. Ved særlig verneverdige og ømtålige bygninger kan F_b vurderes spesielt. Standarden tar høyde for dette.

5.2.2 Materialfaktor F_m

Avhengig av materialkvalitet (armert betong, Leca, Ytong etc.) gis en materialfaktor som varierer mellom 1,20 for "beste" klasse og 0,75 for det svakeste materialet.

5.3 Avstandsfaktor F_d

Vi vet at skadefaren er frekvensavhengig. Lave frekvenser (f.eks. 10-20 Hz) er "farligere" enn høye frekvenser (f.eks. 50-100 Hz).

Vi vet også at de høye frekvensene dempes langt raskere enn de lave, med økende avstand. Dette betyr at med lang avstand mellom sprengningssted og målepunkt, vil det være de lave, farlige frekvensene som når frem. Man har også erfaring for at vibrasjonene som brer seg gjennom undergrunnen, har en "bærefrekvens". På lengre avstander vil vibrasjonenes frekvensinnhold påvirkes mindre av grunnforholdene. Komitéen anbefaler derfor at det innføres en avstandsfaktor som reduserer tålegrensen når avstanden øker. Man har erfaring fra at når "bærefrekvensen" er nådd, så synker ikke frekvensen videre. På lange avstander (over 200 m) holdes derfor avstandsfaktoren konstant. **Den er fastlagt til 0,5.**

Man har bred erfaring og god dokumentasjon for at vibrasjonenes frekvensinnhold kan være svært høy på korte avstander (under 5 m). I dette området kan vibrasjonsnivået bli svært høyt (flere hundre mm/s) uten at skade oppstår. **Det er altså ingen direkte sammenheng mellom målte vibrasjoner og fare for skade.** Det er andre forhold, som forskyvninger og løft, som kan gi alvorlige skader på korte avstander. Dette tar Norsk Standard hensyn til. På avstander under 5 m gjelder standarden ikke. Man anbefaler spesielt sprengningsteknisk vurdering av risiko for skade.

Konsekvensen på overstående er at avstandsfaktoren gis en lineær utvikling fra: **F_d = 1,0 på 5 m til F_d = 0,5 på 200 m.** Over 200 m er F_d = 0,5.

5.4 Tidsfaktor F_t

Tidsfaktoren F_t har til hensikt å skille mellom permanente og midlertidige anlegg. For midlertidige anlegg er faktoren F_t = 1,0. For permanente anlegg er F_t = 0,75.

6. MÅLEUTSTYR, MÅLING OG VURDERING

Måling av vibrasjoner fra sprengning, i den hensikt å overvåke påkjenning på byggverk, krever standardiserte instrument-spesifikasjoner og måle- og rapporteringsprosedyrer.

Komitéen har funnet det riktig å knytte et kapittel om dette til standarden. Senere standarder som vil gi veiledning i forbindelse med peling, spunting, grenser for elektronisk utstyr/EDB og påvirkning på mennesker, vil spesifisere måleutstyr med andre krav til måleområde, oppløsning og nøyaktighet. Komitéen har tatt hensyn til de alminnelige instrumenttypene som finnes på markedet. Standarden gir krav til kontroll og kalibrering av måleutstyret. Dette kan være vanskelig å leve opp til i en overgangsperiode, før vi har akkrediterte laboratorier som utfører slik kontroll. I de europeiske standardarbeidet (CEN) vil det bli stilt krav til slik kontroll. Standarden sier ikke noe om hvem som skal utføre kontrollen.

Til slutt i standarden gis instruksjon om plassering av målepunkter, montering av følere, funksjonskontroll, kontroll av bakgrunnsstøy og spesielle vurderinger ved særlig vanskelige forhold. Videre er det med et viktig punkt om målerapport. Målerapporten skal dokumentere gjennomføring av målingen og gi måleresultatene.

7. OPPSUMMERING

Arbeidet med Norsk Standard - Veiledende grenseverdier for sprengningsinduserte vibrasjoner, avsluttes med revisjon etter kritikk før utgangen av 1992. Revidert forslag legges deretter frem for NBR's styre. Vi kan vente en godkjent NS våren 1993.
Det er komitéens håp at standarden vil representere et nyttig dokument ved anbudsutarbeidelser og i kontraktsforhandlinger. NBR vil vurdere behov for revisjon og/eller samordning med andre nordiske eller europeiske standarder etter en tids praktisering av og erfaring med standarden.

Sivilingeniør Ingrid Dahl Hovland
Statens Vegvesen Akershus

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

DEPONERING AV RADIOAKTIVT AVFALL - INNTRYKK ETTER STUDIEOPPHOLD I USA

Radioactive waste disposal - Review based on USA-sabbatical

Professor Bjørn Nilsen
Institutt for geologi og bergteknikk, Norges tekniske høgskole

SAMMENDRAG

En betydelig del av aktiviteten innenfor ingeniørgeologi/ bergteknikk i USA i dag er konsentrert om problemstillinger med tilknytning til deponering av radioaktivt avfall. Denne artikkelen gir innledningsvis en generell oversikt over de ulike typer av radioaktivt avfall og aktuelle løsninger med hensyn til deponering. Hovedvekten legges dernest på beskrivelse av de ingeniørgeologiske forholdene for mulig deponi for høyaktivt avfall i Yucca Mountain, Nevada. Planlagte deponier for transuranisk- (WIPP) og lavaktivt avfall omtales kort. Selv om avfallstypene, og også de geologiske forhold, er forskjellige, er det liten tvil om at resultater og erfaringer fra de amerikanske prosjektene kan være av verdi også for den planlagte deponering av lav- og middelsaktivt atomavfall i Norge.

SUMMARY

To a great extent in USA today, the activity within geological- and rock engineering is related to radioactive waste disposal issues. The first part of this paper is discussing the general concepts of underground waste disposal and the various types of waste. Then, main emphasis is put on describing the engineering geological conditions of the proposed high-level waste repository at Yucca Mountain, Nevada. The planned repositories for transuranic- and low-level waste are briefly described. It is concluded that despite considerable differences in waste types and geology, experience and results of the American projects may be of value also for the planning of a Norwegian repository for intermediate- and low-level waste.

INNLEDNING

Sikker lagring og deponering av radioaktivt avfall representerer et betydelig problem, særlig i de ca. 40 land i verden med kjernekraftverk. Problemstillingen er imidlertid i

høyeste grad aktuell også i Norge, hvor det i 1991 ble fremlagt en Offentlig Utredning (NoU 1991:9)[1] om deponi for lav- og middelsaktivt atomavfall, og hvor dette arbeidet for tiden videreføres i form av en konsekvens-utredning.

De fleste land ser ut til å satse på deponering av det farligste av avfallet i utsprengte bergrom i krystalline bergarter. Dette gjelder bl.a. Sverige, som for øvrig siden 1988 har foretatt deponering av sitt middels- og lavaktive avfall i utsprengte bergrom i granitt under sjøen ved Forsmark, og Finland, som nylig åpnet sitt deponi for de samme avfallstyper i grunnfjells-granitt i Olkiluoto.

Det eksisterer ennå ikke noe endelig deponi for høyaktivt avfall noe sted i verden, men intens forskning på dette feltet pågår mange steder. Foruten alternativet med utsprengte bergrom utreder enkelte land (bl.a. Tyskland) mulighetene for deponering av høyradioaktivt avfall i saltformasjoner, og andre land (f.eks. Belgia) ser på leire som et mulig lagringsmedium.

Med hensyn til lav-radioaktivt avfall har det lenge vært vanlig i de fleste land å foreta lagring i løsmasse-grøfter, og fram til ganske nylig var det også vanlig å foreta dumping av slikt avfall i havet.

Et av de land hvor det haster mest med å komme fram til en endelig løsning på avfallsproblemet, er USA. Her finnes i dag omkring 125 kjernekraftverk som produserer betydelige mengder radioaktivt avfall av alle kategorier, og i tillegg finnes store mengder radioaktivt avfall fra våpenindustrien.

Fram til sist sommer oppholdt jeg meg ett år ved Colorado School of Mines/Earth Mechanics Institute (CSM/EMI) i USA, og hadde anledning til å delta i prosjekter med tilknytning til deponiplaner samt til å foreta studiereiser til aktuelle lokaliteter. På bakgrunn av CSM-oppholdet vil det i det følgende bli gitt en beskrivelse av de mest aktuelle deponiprosjektene i USA og en oppsummering av mine hovedinntrykk innenfor dette feltet. Hovedvekten vil bli lagt på de utredningene som for tiden pågår med tanke på deponering av høyaktivt avfall (Yucca Mountain-prosjektet), men det såkalte WIPP-prosjektet og aktiviteter innenfor deponering av lavaktivt avfall vil også bli omtalt.

TYPER AV AVFALL

I diskusjonen om lagring og deponering, er det viktig å være klar over at det finnes flere typer av radioaktivt avfall. Inndelingen i typer går i hovedsak etter graden av

radioaktivitet, men det er ingen eksakte grenser mellom de ulike typene, og inndelingen er til dels også forskjellig fra land til land. Følgende betegnelser er likevel mest vanlig benyttet:

1) Høyaktivt avfall ("High Level Waste" - HLW).

   Denne gruppen omfatter i første rekke brukt reaktorbrensel fra kjernekraftverk og væske fra eventuell reprosessering av brukt brensel. I tillegg til at dette materialet er sterkt radioaktivt, avgir det også store mengder varme (betegnes ofte "varme-genererende"). Radioaktiviteten er langlivet, men mengden av denne typen avfall er jevnt over svært liten sammenlignet med andre avfallstyper.

2) Middelsaktivt avfall ("Intermediate Level Waste" - ILW).

   Dette er betraktelig mindre radioaktivt materiale enn HLW, og det har relativt lav varmeutvikling. Avfall av denne typen kan være både fast-stoff og materiale i væskeform fra kjernekraftverk, men også materiale f.eks. fra sykehus og industri. Det finnes både langlivet og kortlivet avfall av denne kategori.

3) Lavaktivt avfall ("Low-Level Waste" - LLW).

   Dette er faste stoffer, væske og gass som inneholder små mengder radioaktivt materiale. Fra kjernekraft-industrien utgjør denne kategori av avfall den desidert største mengden (ca. 90%), men langt under 1% av radioaktiviteten, og det aller meste er kortlivet. Dette er også den desidert vanligste kategorien av radioaktivt avfall fra industri og sykehus.

I tillegg til de 3 nevnte hovedtypene, opereres det i USA og enkelte andre land ofte med en fjerde kategori av radioaktivt avfall:

4) Transuranisk avfall ("Transuranic Waste" - TRU).

   Dette representerer i hovedsak avfallsprodukter fra atomvåpen-industrien, men noe kommer også fra bl.a. kjernekraftverk. Som navnet indikerer, består dette avfallet av radioaktive stoffer som er tyngre enn uran (plutonium, neptunium etc.) TRU-avfall har vanligvis relativt lav grad av radioaktivet, men felles for alt avfall av denne typen er at det har meget lang levetid.

Mengden av avfall er svært forskjellig innenfor de ulike gruppene. I USA opereres det f.eks. med stipulerte totalmengder i år 2000 på ca. 50.000 tonn for høyaktivt avfall[2], og ca. 8,5 millioner m^3 (1 milliard ft^3) for lavaktivt avfall[3]. Mengden av norsk, lav- og middelsaktivt avfall i år 2000 er til sammenligning i NoU 1991:9 stipulert til bare noe over 1.000 m^3.

Det er også viktig å være klar over de store forskjellene i levetid for de ulike typene av radioaktivt materiale. Lavaktivt avfall, som finnes i størst mengder, er betydelig mer kortlivet enn det middelsaktive, som igjen er betraktelig mer kortlivet enn det høyaktive. I NoU 1991:9 sies det f.eks. at total frigjøring av det norske avfallet etter 100 år vil gi ubetydelige stråledoser sammenlignet med den naturlige stråling vi utsettes for, mens i det svenske prosjektet for lagring av middels- og lavaktivt avfall (Forsmark) er det uttalt at radioaktiviteten etter 500 år vil være den samme i avfallet som i det omgivende berg[4], og i vurderingene som er i gang med tanke på lagring av høyaktivt avfall i USA, opereres det med et tidsperspektiv på hele 10.000 år.

YUCCA MOUNTAIN-PROSJEKTET

Det høyaktive avfallet fra kjernekraft-industrien i USA lagres i dag midlertidig flere steder, i hovedsak ved de respektive kjernekraftverk. Fram til i dag har det hopet seg opp ca. 20.000 tonn på midlertidige lagre[2], og situasjonen er slik at det avgjort begynner å haste med å komme fram til endelige løsninger med hensyn til deponering.

Arbeidet i denne saken skjøt spesielt fart i begynnelsen av 1980-årene, da U.S. Department of Energy (DoE) fikk i oppdrag å planlegge og bygge såkalte geologiske deponier for sluttforvaring av brukt brensel fra kjernekraftverk og annet høyaktivt avfall (i henhold til den såkalte "Nuclear Waste Policy Act" fra 1982)[3]. I utgangspunktet ble flere områder, og forskjellige geologiske miljøer, vurdert, men for vurdering av mulig lagring av høyaktivt avfall gjenstår i dag bare én lokalitet: Yucca Mountain.

Yucca Mountain ligger innefor prøvesprengningsfeltet for atomvåpen i Nevada-ørkenen ("Nevada Test Site"), ca. 160 km NV for Las Vegas, se fig. 1. Området består av vulkanske bergarter av sen-tertiær alder (8 - 16 millioner år).

Det fremgår av fig. 1 at det finnes flere markerte, regionale forkastningssoner ikke så langt fra det aktuelle området, men ingen av disse krysser selve Yucca Mountain. I området hvor et eventuelt deponi er tenkt plassert finnes det likevel et mønster av mindre, nord-sør-gående forkastninger. Disse er steile, og har ført til trinnvise nedforkastninger av lagene som vist i fig. 2. Det fremgår at minst en av disse forkastningene (den såkalte "Ghost Dance Fault") krysser det skisserte deponiet.

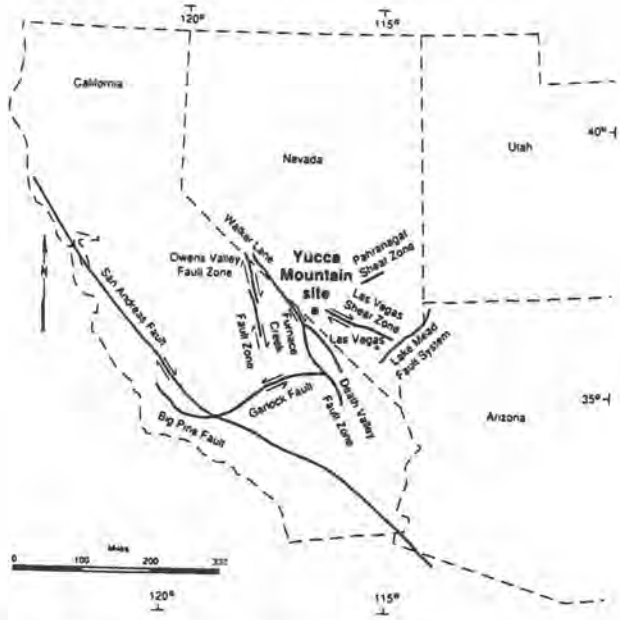


Fig. 1. Beliggenheten til Yucca Mountain, Nevada, og angivelse av regionale forkastningssoner (fra DoE[5]).

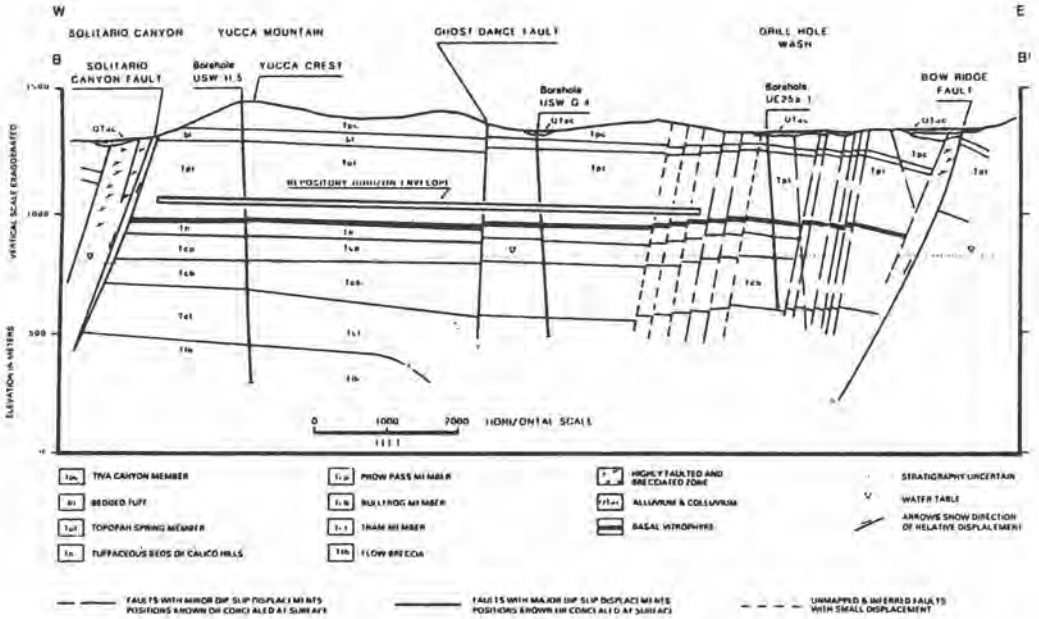


Fig. 2. Lengdeprofil i øst-vest retning gjennom Yucca Mountain med mulig deponi inntegnet (fra DoE[5]).

Berggrunnen i den aktuelle del av Yucca Mountain består i all hovedsak av tuff-bergarter, dvs. bergarter som har sin opprinnelse i vulkanske askeutbrudd. Området for et eventuelt deponi tilhører den såkalte Topopah Spring-formasjonen, og tuffen her er relativt sterk og massiv (såkalt "welded"-tuff). Andre steder er tufflagene atskillig svakere ("unwelded" tuff). Prøver av Topopah Spring tuff er også analysert ved Ingeniørgeologisk Laboratorium, NTH. Noen av resultatene er gjengitt i tabell 1.

Tabell 1. Resultater fra analyse av Topopah Spring Welded tuff ("TSw2") utført ved Ingeniørgeologisk Laboratorium, NTH.

PARAMETER	TYPISK VERDI
Densitet (g/cm^3)	2.36
Porøsitet målt med vann (%)	8.6
Porøsitet målt med CCl_4(%))	5.6
Punktlaststyrke (MPa)	8.7
Borsynkindeks (DRI)	51
Borslitasjeindeks (BWI)	27
Kutterlevetidsindeks (CLI)	12.6

Det fremgår at den aktuelle tuffen på flere måter er spesiell sett med norske øyne. Noe av det mest iøynefallende er den lave densiteten, som i hovedsak skyldes stort innhold av porer og små og store gassblærer. Mest spesielt er vel likevel det forhold at bergarten fortsatte å absorbere vann mer enn 2 uker etter neddykking, og at porøsiteten derfor ikke kunne måles på konvensjonell måte. Dette indikerer at tuffen inneholder betydelige mengder svellende mineraler (smektitt). Målinger med CCl_4 (inreaktivt med smektitt) samt XRD- og DTA-analyser har bekreftet dette.

Av forhold som av DoE trekkes fram som spesielt positive for valg av Yucca Mountain, kan nevnes følgende[5]:

- Området har ørkenklima.

  Dette betyr minimalt med nedbør og rask fordampning av eventuelt vann på og nær overflaten. (I denne delen av USA finnes faktisk ingen elver som renner ut i innsjøer, alt overflatevann fordamper eller forsvinner ned i grunnen).

- Deponiet vil befinne seg i den umettede sonen.

  Grunnvannspeilet ligger som vist i fig. 2 ca. 200 - 250 m under planlagt deponi. Det finnes klare indikasjoner på

at under de nåværende hydrogeologiske forhold skjer det aller vesentligste av vertikal vanntransport som siving gjennom bergartsmatriksen, og ikke som strømning langs sprekker. Det er dessuten grunn til å regne med at en betydelig andel av vann som måtte trenge ned i undergrunnen senere vil fordampe som antydet i fig. 3. Det gjenstår fortsatt en god del av undersøkelser og forskning før alle forhold er klarlagt vedrørende vanntransporten i umettet sone, på grunnlag av dagens kunnskap er bevegelsestiden for grunnvann fra deponi til grunnvannsnivå beregnet til fra 9.000 til 80.000 år.

- Tuffbergarten i området inneholder zeolitt-mineraler.

  Dette er mineraler som er kjent for å kunne ha en gunstig, radionuklide-absorberende effekt.

- Området ligger øde til.

  Nærmeste permanente bebyggelse ligger svært langt unna, og Yucca Mountain er dessuten en del av det avstengte Nevada Test Site.

- Det er lite sannsynlig at de planlagte undersøkelser vil ha ugunstige miljømessige effekter.

  Dette begrunnes dels med de gunstige klimatiske og geologiske forholdene, og dels med at Nevada Test Site likevel gjenom mange år er benyttet som prøvesprengningsfelt for atomvåpen.

Fig. 3. Forenklet øst-vest-profil gjennom Yucca Mountain med angivelse av mulige transportmekanismer for grunnvann/fuktighet i berget (fra DoE[5]).

Det finnes imidlertid også en rekke forhold som må avklares nærmere før det eventuelt kan endelig fastslås at Yucca Mountain er et egnet sted for deponering av høyaktivt avfall. Blant de vesentligste kan spesielt fremheves følgende:

- De hydrogeologiske og geokjemiske forhold.

  Forholdene ser i utganspunktet ut til å være gunstige. For å ha sikker dokumentasjon med hensyn til vanntransport i umettet sone, transportid fra eventuelt lager til grunnvannspeil og om bergartens absorbsjonsevne er det imidlertid fortsatt nødvendig med betydelig innsats på undersøkelses- og forskningssiden. Det er også nødvendig å foreta utredninger av muligheten for at grunnvannet kan stige med tiden som resultat av endring i de ytre betingelser (klimatiske forhold, tektonikk m.v.).

- Vulkanisme.

  Det er kjent at det har forekommet vulkanutbrudd med lavautstrømning nær Yucca Moountain på et langt senere tidspunkt enn de tidligere omtalte askeutbrudd. Vulkanismen er funnet å ha avtatt gradvis og i hovedsak å ha opphørt for 2 - 4 millioner år siden, men det er også funnet spor av betydelig yngre vulkanisme ikke langt fra Yucca Mountain. Eksakt datering er ikke foretatt, men enkelte av vulkankjeglene antas å kunne ha en alder helt ned i ca. 20.000 år[5].

- Forkastningstektonikk og seismisk aktivitet.

  For enkelte av forkastningene i området er det funnet indikasjoner på bevegelse i kvartær tid (de siste 2 millioner år). Noen slik sen-tektonisk aktivitet er imidlertid ikke påvist for forkastningene i det sentrale Yucca Mountain[5].

  Det er registrert lite seismisk aktivitet med senter i umiddelbar nærhet av Yuccca Mountain. I områdene rundt finnes imidlertid flere regionale forkastninger som vist i fig. 1. Disse har til dels betydelig seismisk aktivitet. Det kan i denne forbindelse nevnes at et av de kraftigste jordskjelv i Sør-Nevada de siste 10 - 20 år (magnitude ca. 7) inntraff i juli i år, og hadde episenter bare ca. 20 km fra det eventuelle deponiområdet.

Det er liten uenighet om at forholdene beskrevet ovenfor og en rekke andre forhold krever omfattende undersøkelser og forskning før en trekker endelige konklusjoner med hensyn til hvor godt Yucca Mountain egner seg for deponi. Den prosessen som er igangsatt av DoE for å avklare om Yucca

Mountain kan anbefales, benevnes "Site Characterization Plan" (SCP). SCP representerer et meget omfattende undersøkelsesprogram, og er planlagt å skulle pågå fram til år 2001. Ca. 1.400 ingeniører og forskere er involvert i SCP[6], og budsjettet for undersøkelser, testing og karakterisering av området er på hele 6,3 milliarder dollar!

Som ledd i undersøkelsesprogrammet vil det bli foretatt en lang rekke undersøkelser fra overflaten og fra borhull av ulik dimensjon og lengde. Det mest omfattende av undersøkelser og testing vil imidlertid foregå fra den såkalte "Exploratory Studies Facility" (ESF), se fig. 4. I forbindelse med ESF vil det bli drevet nærmere 25 km tunneler og stoller, i hovedsak i nivå med planlagt deponi, og fra disse vil det bli foretatt en lang rekke forsøk og undersøkelser.

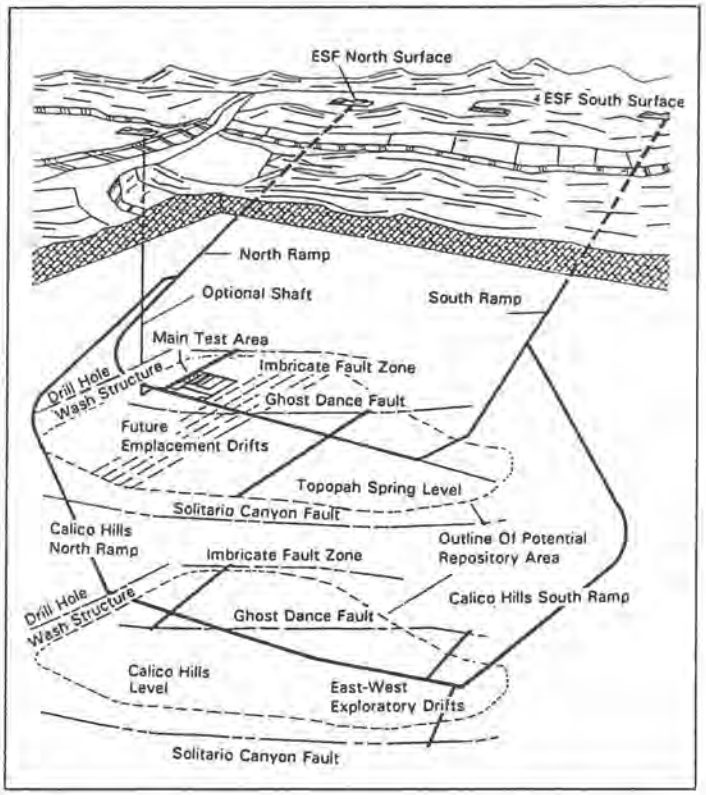


Fig. 4. Skisse av planlagt testanlegg i Yucca Mountain (fra Bhattacharyya et al.[7]).

Det vil føre for langt å komme inn på alle de undersøkelser som planlegges fra ESF-anlegget. For fullstendig oversikt henvises til omfattende rapporter fra DoE, f.eks. ref. 5. Ved CSM/EMI var oppmerksomheten det siste år i hovedsak konsentrert om følgende forhold:

* Testing av tuff-bergartenes mekaniske egenskaper og utarbeidelse av prognoser for TBM, Mobile Miner, Roadheader og andre former for mekanisert bryting i ESF testanlegget[8].

* Utprøving av nytt utstyr for kombinert kjerneboring og opprømming, se fig. 5. Dette konseptet er meget spesielt pga. at det med tanke på senere kartlegging og testing i hullet ikke vil være tillatt å bruke vann ved boringen. Meget gode inndrifter ved fullskala laboratorieforsøk er her oppnådd med ny-design, såkalte Stratapac diamantbor (tilsvarende opptil 35 m/time for 6" hull).

* Evaluering av forskjeller med hensyn til detaljert geologisk kartlegging mellom TBM- og konvensjonelle, sprengte tunneler. Dette var, og er til dels fortsatt, et aktuelt diskusjonstema i forbindelse med valg av drivemetoder for ESF testanlegg og eventuelt endelig deponi. Hovedkonklusjonen på grunnlag av studiet ved CSM/EMI er at hensynet til detaljkartlegging ikke er noen relevant innvending mot bruk av TBM[9].

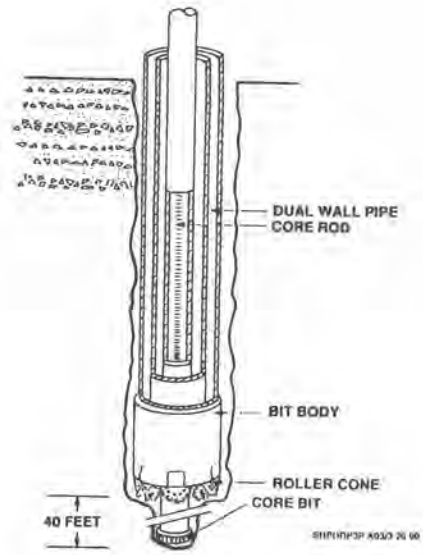


Fig. 5. Konsept for kombinert tørr kjerneboring og opprømming (fra Clanton & Long[10]). Hulldiametre: henholdsvis 6" og 12".

Etter at SCP-fasen er avsluttet i 2001, vil det medgå 3 - 4 år til slutt-gjennomgang av innsamlede data (det sier seg selv at undersøkelser av dette omfanget medfører en stor mengde rapporter - det kan f.eks. nevnes at bare i 1989 ble det utarbeidet 300 tekniske rapporter[6]!).

De studier av Yucca Mountain som foregår i dag har kun som formål å avgjøre hvorvidt området geologisk sett er egnet eller ikke for deponering av høyaktivt atomavfall. Dersom konklusjonen blir at området er egnet, og de nødvendige politiske vedtak blir fattet, er planen at bygging av deponiet vil starte omkring 2004, og deponering av avfall omkring 2010. Et eventuelt deponi vil i tillegg til de beskrevne såkalte "geologiske barrierer" også ha at nøye planlagt system av kunstig oppbygde barrierer som diskutert f.eks. i SCP-rapporten fra DoE[5].

WIPP-PROSJEKTET

Det transuraniske (TRU) avfallet i USA lagres i dag midlertidig i seks sentrallagre og ved de enkelte produksjonssteder. For endelig deponering er det allerede bygget ferdig et anlegg, det såkalte "Waste Isolation Pilot Plant" (WIPP) i New Mexico. Foreløpig stedvalg ble gjort på 70-tallet, og via trinnvise undersøkelser i regi av DoE og utdriving av forsøksstoller og -bergrom sto første del av anlegget klart for mottak av TRU-avfall for testlagring i oktober 1988[11].

WIPP-anlegget ligger i lagdelte steinsalt-avsetninger (halitt) av permisk alder (225 millioner år) ca. 650 m under overflaten. Det fremgår av fig. 6 at anlegget er adskilt fra overliggende sedimentær-formasjoner av mer enn 300 m tykke lag av impermeable saltavsetninger, og under anlegget er det ca. 600 m av impermeable evaporittlag.

Selve deponiet består av et komplekst system av stoller og lagringsrom som vist i fig. 7. Deponeringen er tenkt gjennomført ved at spesielt konstruerte, meget solide beholdere med avfall plasseres i borhull i veggen eller i gulvet av lagringsrommet. Krypdeformasjon vil etter kort tid sørge for innkapsling av avfallsbeholderen (kryphastigheten i de aktuelle lagringsrom er målt til 2 - 3" pr. år).

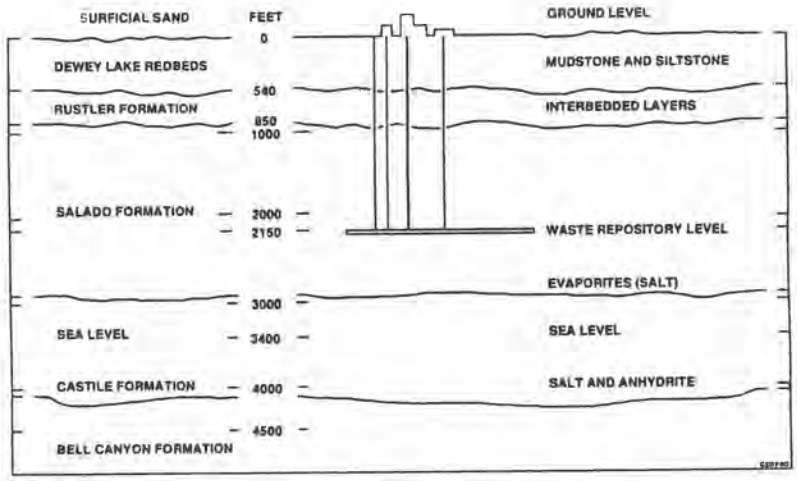


Fig. 6. Geologisk profil med inntegnet plassering av sjakter og deponinivå for WIPP, nær Carlsbad, New Mexico (fra DoE[12]).

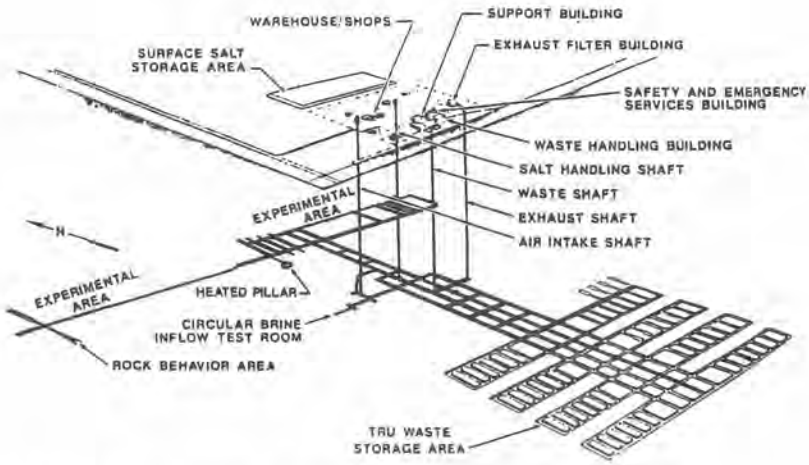


Fig. 7. Oversikt over deponiområdet i WIPP (fra DoE[12]).

Det er gjennomført et omfattende undersøkelses- og testprogram for å dokumentere WIPP-anleggets egnethet for deponering. Følgende forhold fremheves som de viktigste argumenter for at WIPP vil være en sikker løsning[12]:

- Saltavsetningene har en tykkelse på nesten 1.000 m, og er impermeable, dvs. fri for sirkulerende grunnvann.

- Salt har evnen til å "hele" sprekker og andre diskontinuiteter pga. sine plastiske egenskaper.

- Det finnes ingen aktive forkastningssoner i området.

- Området er øde, og det har ikke funnet sted noen gruvedrift eller petroleumsaktivitet i nærheten.

Første fase i driften av WIPP-anlegget vil være prøvelagring av mindre kvanta TRU-avtall for eksperimenter og ytterligere dokumentasjon av konseptets troverdighet. Når dokumentasjonen eventuelt anses for tilfredsstillende, vil endelig deponering av TRU-avfall bli iverksatt. På grunn av manglende politiske vedtak har fase 1 blitt stadig utsatt, og var ennå ikke satt i verk sommeren -92. Mye tyder imidlertid på at prøvelagringen vil komme i gang i løpet av året.

LAGRING AV LAVAKTIVT AVFALL.

Hver enkelt delstat i USA er i dag ansvarlig for deponering av alt ikke-militært, lavaktivt avfall innenfor sine egne grenser. Deponering skal foregå etter retningslinjer gitt av U.S. Nuclear Regulatory Commission (NRC) i 1982, dels etter anbefaling fra U.S. Geological Survey. Retningslinjene omfatter i hovedsak geologiske og hydrologiske krav til deponiområdet, klassifisering av avfallstyper, drift av anlegget og restriksjoner etter stengning.

Det skilles mellom "deponering nær overflaten" og "dypere deponering"[3]. Førstnevnte alternativ gjelder for radioaktivt materiale som vil nå et ufarlig strålingsnivå innen 100 år. I dette tilfelle kan avfallet i henhold til NRC-reglene deponeres i de øvre 30 m av undergrunnen. Mer langlivet avfall, f.eks. avfall som vil være farlig i 500 år, må deponeres dypere.

I USA finnes i dag ca. 20 lagre for lavaktivt atomavfall[3]. Alle er av typen "deponi nær overflaten" (grunn grøft). I de aller fleste tilfeller er den "geologiske barriere" supplert med tilleggs-barrierer som betongvegger eller lignende. De fleste av disse deponiene ble laget før NRC-reglene kom i 1982, og fungerer i flere tilfeller dårlig, først og fremst pga. hydrologiske forhold.

Det kan være grunn til å merke seg at amerikanerne generelt anser deponering i de fleste typer av gruveanlegg som lite gunstig[13]. For kullgruver trekkes dårlige stabilitetsforhold samt mulig innlekkasje av metan fram som hovedmomenter. I argumentasjonen mot metallgruver legges det hovedvekt på det ofte korrosive miljø.

OPPSUMMERING, KONKLUSJONER

En betydelig del av aktiviteten innenfor ingeniørgeologi/ bergteknikk i USA i dag er konsentrert om problemstillinger knyttet til deponering av radioaktivt avfall. Selv om det er liten grunn til å misunne amerikanerne de problemene som er forbundet med deponering av høyaktivt avfall, kan det være en viss grunn til å misunne dem de økonomiske midler som pga. disse problemene tilføres bl.a. geologi- og bergteknikk-miljøet. Disse midlene fører til et høyt aktivitetsnivå, og bidrar i stor grad også til forskning som er av mer generell interesse.

De typer av atomavfall som eventuelt skal lagres i Yucca Mountain og i WIPP-anlegget er svært forskjellige fra det middels- og lavaktive avfallet vi har i Norge. De geologiske forholdene er på mange måter også svært forskjellige. Det er likevel liten tvil om at enkelte av resultatene fra de amerikanske prosjektene kan være av betydelig verdi for planlegging av norsk deponi, og at mange av resultatene vil være av stor generell interesse for det norske fagmiljøet.

For øvrig er det et karakteristisk trekk for denne kategorien av anlegg at en vesentlig del av diskusjonene, også de mer faglige, foregår på det politiske plan. Dette er meget tydelig i USA, hvor f.eks. prøvelagringen ved WIPP-anlegget er blitt utsatt i flere år som følge av politiske diskusjoner.

Med tanke på den pågående konsekvensutredning og kommende prosjektering av deponi for lav- og middelsaktivt avfall her i landet, kan det være spesielt mange verdifulle erfaringer å hente fra de amerikanske anleggene for lavaktivt avfall. Nyttige synspunkter vil utvilsomt også kunne finnes i NRC-retningslinjene. Det kan f.eks. være grunn til å se nærmere på årsakene til at amerikanerne ikke regner nedlagte metallgruver som noe aktuelt alternativ.

REFERANSER

1) Norges Offentlige Utredninger (1991): "Deponi for norsk lav- og middelaktivt atomavfall". NoU 1991:9, 53 s.

2) USDoE (1990): "Managing the nation's nuclear waste". US Department of Energy, DoE/RW-0263P, 6 s.

3) AIPG (1985): "Radioactive waste - Issues and answers". American Institute of Professional Geologists, 27 s.

4) Carlsson, A. (1990): "Nuclear waste repository under the sea". Tunnels & Tunnelling, September 1990, s. 50 - 51.

5) USDoE (1988): "Yucca Mountain Site, Nevada Research and Development Area, Nevada - Site Characterization Plan, Overview". US Department of Energy, DoE/RW-0198, 164 s.

6) Gertz, C.P. (1991): "The last twelve months at Yucca Mountain". Proc. 2nd Annual Int. Conf. on High Level Radioactive Waste Management, Las Vegas, ASCE, Vol. 2, s. 1314 - 1318.

7) Bhattacharyya, K.K., McDonald, R. & Saunders, R.S. (1992): "Tunnel boring machine applications - Yucca Mountain Exploratory Studies Facility". Proc. 3rd Annual Int. Conf. on High Level Radioactive Waste Management, Las Vegas, ASCE, Vol. 2, s. 1521 - 1526.

8) Ozdemir, L. & Hansen, F.D. (1991): "Mechanical excavator performance in Yucca Mountain tuffs". Proc. 2nd Annual Int. Conf. on High Level Radioactive Waste Management, Las Vegas, ASCE, Vol. 2, s. 1091 - 1097.

9) Nilsen, B. & Ozdemir, L. (1992): "Geological mappability of bored versus drill and blast excavations for radioactive waste repositories". Proc. 3rd Annual Int. Conf. on High Level Radioactive Waste Management, Las Vegas, ASCE, Vol. 2, s. 1499 - 1506.

10) Clanton, U.S. & Long, R. (1992): "Prototype drilling/ LM300 - Summary". Yucca Mountain Site Characterization Project, U.S. Department of Energy, prosjektrapport, 17 s.

11) USDoE (1992): "WIPP - Geological field data and analysis report". US Department of Energy, DoE/WIPP92-010, Vol. I, March 1991, 118 s.

12) USDoE (1991): "Waste Isolation Pilot Plant - WIPP". US Department of Energy, DE-AC04-86AL31950, 17 s.

13) Schwartz, W.F. (1990): "Low-level radioactive waste disposal technologies - Current concepts". Proc. Low-Level Radioactive Waste Disposal Workshop, July 11 - 16 1987, Big Bear Lake, Calif., USGS, s. 88 - 91.

KONTINUERLIG BERGTRYKKSMÅLINGER I SMÅHULL (46 - 50 mm) VED HYDRAULISK SPLITTING, EKSEMPEL FRA GJØVIK ISHALL

Continues in situ rock stress measurement in small borehole (46 - 50mm) with hydraulic fracturing, example from Gjøvik rock cavern

Cand.Scient. Jan Kristiansen og Siv.ing. Lloyd Tunbridge
NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT
Avd. Bergteknikk og Reservoarmekanikk

SAMMENDRAG

Målinger for å finne in-situ spenningene i fjellet der Gjøvik Olympiske Fjellhall skulle bygges, ble utført med hydraulisk splitting og 3D overboringsmetoder. Denne artikkelen omhandler bergtrykksmålinger utført med hydraulisk splitting. Nærheten til overflaten, begrenset omfang av uoppsprukket fjell og liten overdekkning gjorde at man måtte ta i bruk en spesiell teknikk i målingene og tolkningen av resultatene. Teknikken består i å gjøre mange målinger i eksisterende sprekker og beregne øvre og undre omhyllningskurve for det målte lukkertrykk. Dette gir største og minste horisontale hovedspenning.

SUMMARY

The stress field in the Gjøvik Olympic Moutain Hall was determined by both 3D overcoring and hydraulic fracturing methods. The nearness to the surface, limited intact rock and the limited depth of interest required special techniques for the hydraulic fracturing testing and interpretation. The technique employed involved making many tests in existing fractures and the results were interpreted as the upper and lower bounds of the shut in pressures obtained.

INNLEDNING

Gjøvik Olympiske Fjellhall er verdens største fjellrom beregnet for publikum. Bygging av et fjellrom med spenn på 61 meter og en overdekkning på mellom 25 - 50 meter krever nøye forundersøkelser for riktig design og for å oppnå maksimal sikkerhet. Spenningsmålingene i fjellet er utført med 3D overboringsmetoder og hydraulisk splitting. Denne artikkelen vil omtale undersøkelsene utført med hydraulisk splitting i tre kjerneborede hull.

TEORI VED HYDRAULISK SPLITTING

Med hydraulisk splitting av bergmassen, trykksettes en del av borhullet som utsettes for et stadig økende trykk inntil tangetialspenningene rundt borhullet og bergartens trykkfasthet overskrides. Det dannes derved et strekkbrudd som med videre pumping vil forplante seg utover i bergmassen. Orienteringen av sprekken vil i homogene bergarter være parallelt den største hovedspenning. Ved å stenge av vanntilførselen vil vanntrykket straks falle til et nivå lik normalspenningen, som for homogene bergarter er lik minste hovedspenning.

Forutsetningen for å kunne si noe om største horisontale hovedspenning, er at bergarten er forholdsvis elastisk og at man kan måle retningen på den sprekken som er dannet. Dette gjøres oftest ved å legge et lag myk gummi utenpå en enkeltpakker og ekspandere denne på samme sted som splittingen ble foretatt. Dette gir et avtrykk av sprekken som ved hjelp av et borhullskompass og fotografi, kan orienteres i rommet.
Hubbert og Willis (1) formulerte i 1957 den klassiske teorien for hydraulisk splitting:

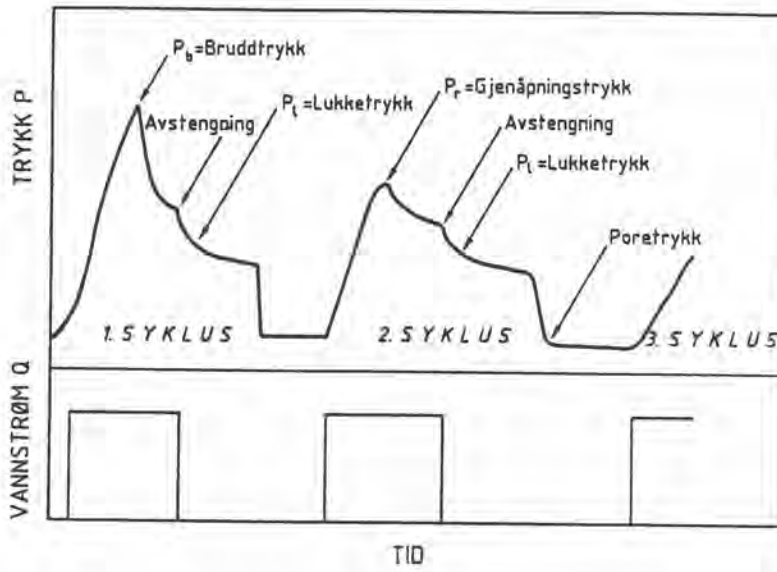
$$\sigma_h = P_1, \text{ lukketrykk}$$

$$\sigma_H = 3P_1 - P_b + T - P_o$$

hvor

P_b = bruddtrykket når sprekken dannes og
P_1 = lukketrykket som måles straks etter vanntilførselen er stoppet,
T = hydraulisk strekkfasthet av berget og
P_o = vanntrykk i berget (poretrykk)

Figur 1 gir en skjematisk fremstilling av et splitteforsøk med angivelsen av de forskjellige parametrene som er omtalt ovenfor.

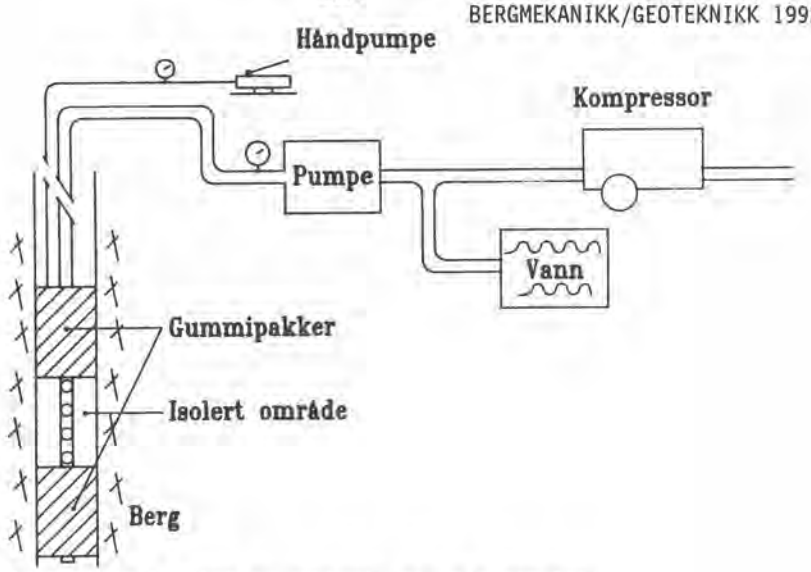


Figur 1 Bergtrykksmåling ved hydraulisk splitting, skisse av forsøk med betegnelser.

UTSTYR

NGI benyttet i dette prosjektet et pakkersystem med to 1 m lange hydrauliske pakkere. Pakkerne er montert på et tykkvegget stålrør og er 40 mm i diameter i ubelastet tilstand. I toppen av pakkerutstyret er det festet to hydraulikkslanger som sørger for tilførsel av vann til å trykksette pakkerne, og for å trykksette rommet mellom pakkerne, se figur 2.

Utstyret føres opp og ned i borhullene med en stålwire festet i en lett stubbebryter med vinsj. Pakkerne trykksettes med håndpumpe, mens høytrykk til oppsprekkningen kommer fra en trykkluftdrevet vannpumpe.

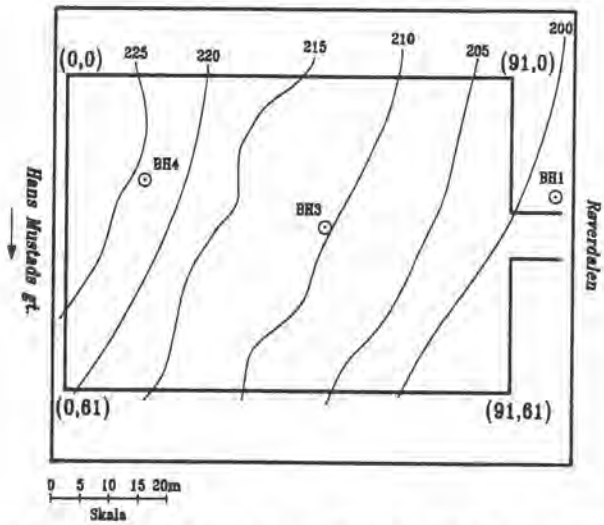


Figur 2 Skjematisk tegning av utstyret som ble benyttet.

Pakkertrykket og formasjonstrykket måles elektronisk, og registrere kontinuerlig på en linjeskriver.

MÅLEUTFØRELSE

Målingene ble utført i tre kjerneborede hull. Dybde på hullene var BH-1 = 45 m, BH-3 = 60 m og BH-4 = 73 m, se figur 3. Pakkersystemet ble senket ned til bunn av hullet. Pakkerne ble så trykksatt for å isolere en del av borhullet mellom pakkerne. Den isolerte delen ble så trykksatt for å oppnå hydraulisk splitting i berget eller for å åpne sprekker som eventuelt fantes i det isolerte området. Den hydrauliske trykksettingen ble gjentatt minst tre ganger for hvert måleområde. Det ble på Gjøvik tatt målinger for hver annen meter oppover i hvert av de tre borhullene. Området som var av interesse ligger så nærme overflaten at det er vanskelig å finne uoppsprukket berg, det ble derfor tatt mange målinger i hvert hull. Teknikken som ble brukt gir mange verdier, disse blir plottet. Øvre og nedre omhyllningskurve av disse verdiene gir oss et bilde av spenningsforholdene i berget.

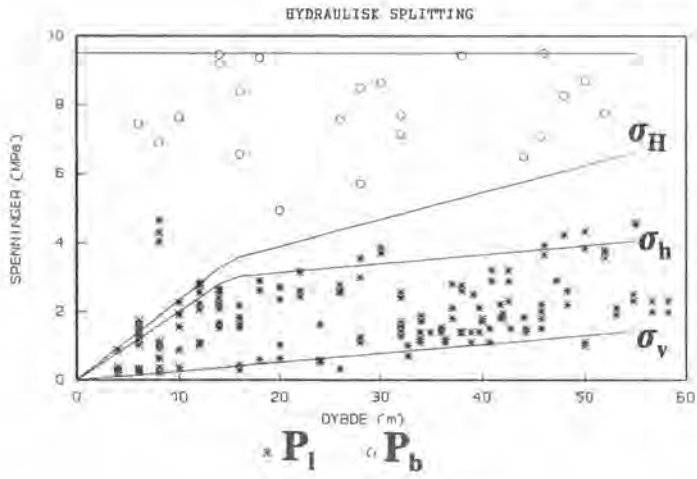


Figur 3 Horisontalt snitt med borhullene der målingene ble gjort inntegnet.

RESULTATER OG TOLKNING

Hydraulisk splitting krever et ikke oppsprukket området av borhullet som isoleres av pakkerne. Dette området blir så påsatt et hydraulisk trykk inntil det blir dannet en sprekk. Største og minste horisontale hovedspenning (σ_H og σ_h) kan bestemmes i et vertikalt borhull, som funksjon av strekk styrken til intakt berg, trykket i den isolerte seksjonen ved splitting, det følgende lukkertrykket når sprekken lukkes og, i tilfellet man har en permeabel, porøs bergart, poretrykket. Orienteringen av de horisontale hovedspenningene kan en finne ved å finne orienteringen av den dannede sprekken aksielt langs borhullet. Figur 4 viser tolkningen av resultatene ved bruddannelse og lukkertrykk i alle tre borhullene på Gjøvik, relatert til dybden. Resultatene er korrigert for vannsøylen i slangen. Vertikal spenningen er plottet som vekten av overliggende bergmasse ut fra følgende formel:

Dybde (m) * 2650 kg/m^3 * 9.8 ms^{-2}/1000
Dybde (m) * 0.026 MPa



Figur 4 Resultatene fra målingene med tolkning av de tre hovedspenningene.

Denne linjen danner en nedre grense for lukkertrykket, unntatt i noen tilfeller der det mistenkes å være åpne sprekker fra før. Minste horisontale hovedspenning (σ_h) tolkes til å være den øvre omhyllningskurve til de målte lukkertrykkene. Denne faller sammen med lukkertrykket fra flere tester der en har dannet en god hydraulisk splitt. Disse målingene gir styrke til tolkningen av at vi her har fått dannet sprekker normalt på minste horisontale hovedspenning. Minste horisontale hovedspenning beskrives til å være 3 MPa ved 15 meters dyp. Under denne dybden øker minste horisontale hovedspenning parallelt med den vertikale spenningen. Over 15 meter har vi tolket σ_h til å avta lineært til 0 MPa mot overflaten. Årsaken til dette er at vi anser oppsprekkningen og forvitringen som kraftig i dette området. Det ser ut som om 9.5 MPa er øvre grense for splitte trykket. Denne verdien representerer en øvre grense for verdiene og ser ut til å være uavhengig av dybde. Ved dette nivået antas det at bergartens strekkstyrke er fullt mobilisert. Lavere verdier enn dette indikerer at eksisterende svakheter åpnes. Den nedre grensen for disse målingene er rundt 5.5 MPa, der en antar at strekkstyrken er 0 MPa. Strekkstyrken i

bergarten blir dermed 4 MPa (9.5 Mpa - 5.5 Mpa). Største horisontale hovedspenning (σ_H) kan dermed utledes fra formelen:

$$\sigma_H = 3 * \sigma_h - P_{brudd} + T_{berg}$$

$$\sigma_H = 3 * \sigma_h - 5.5 \text{ Mpa}$$

der
σ_h = avhengig av dybden
P_{brudd} = 9.5 Mpa
T_{berg} = 4.0 Mpa

Av figur 4 kan en se at vi har valgt å tolke σ_H til å gå mot 0 Mpa fra 15 meters dyp og til overflaten, tilsvarende som for σ_h.

KONKLUSJON

Den minimale overdekningen til fjellhallen, mangel på uoppsprukket berg og den begrensede dybden man var interessert, i gjorde at en måtte benytte en spesiell teknikk under den hydrauliske splittingen, og for å tolke resultatene. Teknikken innebærer at en må gjøre mange målinger i eksisterende sprekker, og resultatet blir tolket som øvre og nedre omhyllningskurve til målingene. Største horisontale hovedspenning (σ_H) er 5.45 MPa ved 40 meters dyp. Minste horisontale hovedspenning (σ_h) er 3.65 MPa ved 40 meters dyp, og den vertikale spenningen (σ_v) er 1.04 MPa. Retningen på største horisontale hovedspenning (σ_H) ble tolket til å være N174°. Detter er svært gunstig for stabiliteten av hallen.

REFERANSER

Hubbert M. and Willis D. Mechanics of hydraulic fracturing.
Trans.Am.Inst.Min.Engrs 210, 153-168 (1957).

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1992

LASTOVERVÅKNING PÅ INSTRUMENTERTE BOLTER, GJØVIK ISHALL

Sivilingeniør Gisle Stjern, SINTEF Bergteknikk

SAMMENDRAG

I forbindelse med Vinter-OL 1994 er det bygget en ishockey-hall inne i berget i Hovdetoppen i Gjøvik. Hallen er til nå verdens største fjellhall og har et spenn på 61 m og en lengde på 91 m. Bergsikringen i taket ved Gjøvik Ishall omfatter et samvirkesystem mellom bolter og sprøytebetong. For å finne virkemåten og funksjonsdyktigheten til de benyttede bolter, er 8 bolter instrumentert for å kunne registrere lastopptak langs disse boltene. Lastopptak i boltene er sammenstilt med deformasjoner som er målt i nærliggende borhullsekstensometre. Innsamling av data startet fra begynnelsen av utdrivingen av hengen og ble avsluttet i februar 1992, etter at hallen var ferdig utdrevet.

Artikkelen omhandler resultater og undersøkelsesmetoder fra forskningsarbeidet som er utført gjennom delprosjekt 2.6 "Evaluering av sikringsmidler", under forskningsprogrammet "Publikumshall i berg".

SUMMARY

In connection with the 1994 Winter Olympic games an undergroung ice-hockey rink with a span of 61 m is built. This is by far the largest non mining chamber ever constructed. The support system is a systematic 5 x 5 m grid with 12 m fully grouted twin steel strands with 35 tonnes capacity, interspaced with a 2.5 x 2.5 m grid with 6 m fully grouted 25 mm O rebars, combined with a 100 mm layer of fibre reinforced shotcrete. To check the performance of the bolt support, a number of the supposedly most highly stressed rebars are instrumented with strain gauges. Rock displacements are monitored through borehole extensometers. This article describes the test procedure and results from the start of the excavation until the whole cavern was excavated.

1 INNLEDNING

Hensikten med dette undersøkelsesarbeidet har vært å se på virkemåten til den utførte sikring i Gjøvik Ishall. Prosjektet omfatter målinger og tester gjort på det utførte sikringsopplegget. Beskrevet sikring omfattet innstøpte bolter og kabler i fastsatt mønster, samt et 100 mm tykt, fiberarmert sprøytebetonglag. SINTEF Bergteknikk's arbeid i dette prosjektet har vært å undersøke lastopptak i utvalgte bolter i det systematiske boltemønsteret, samt bestemme spenningsendringer og lastopptak i sprøytebetongen. Denne artikkelen omhandler bare det arbeidet som er gjort i forbindelse med boltesikringen.

2 BESKREVET OG UTFØRT SIKRING I GJØVIK ISHALL

Bergsikringen ved Gjøvik Ishall omfatter et samvirkesystem mellom bolter og sprøytebetong. Boltingen ble gjort etter et systematisk boltemønster med to ulike boltelengder og et 100 mm tykt lag med fiberarmert sprøytebetong.

2.1 Boltesikringen

Det ble benyttet kamstål- og kabelbolter med henholdsvis 6 og 12 m lengde. Det systematiske mønsteret gir en bolt pr. 2.5x2.5 m (6.25 m^2). I dette mønsteret er hver fjerde bolt en 12 m kabelbolt.

Boltene er gyst i hele sin lengde og uten forspenning. Som boltemørtel/gysemasse er det benyttet Nonset 50.

Kamstålboltene har dobbel korrosjonsbeskyttelse, såkalte Combi-coat bolter, med et lag vanlig varmforzinking som igjen er dekket av et epoxybelegg. Kamstålboltene er framstilt av vanlig kamstål k 500 og har diameter 25 mm. Oppgitt flytelast og bruddlast er henholdsvis 220 kN og 250 kN.

Kabelboltene er plassert parvis og består av to stålkabler med diameter 12.7 mm. Disse kablene er uten annen korrosjonsbeskyttelse enn den som gysemassen gir. Kablene er av fabrikat "Bridon Wire 12.7 mm Low relaxation prestressing strand". Oppgitt flytelast (1 % - forlengelse) og bruddlast er henholdsvis 165 kN og 184 kN. Ved fullt samvirke mellom kablene gir dette 330 kN i flytelast og 370 kN i bruddlast pr. par. Omregnet til kamstål k 500 tilsvarer bruddlasten i to kabler det samme som ett kamstål med diameter 32 mm.

Foruten de boltene som inngikk i det systematiske mønsteret ble det i tillegg benyttet bolter som arbeidssikring på stuff. Videre ble det supplert med kortere bolter enkelte steder for å forbedre detaljstabiliteten. Som arbeidssikring på stuff ble det benyttet 3 og 4 meter lange rørbolter. Disse ble senere gyst slik at de inngår i den permanente sikringen. Supplerende permanent sikring er utført med 3 og 4 meter lange kamstålbolter med diameter 20 mm. Disse er også Combi-coat bolter.

2.2 Sprøytebetongsikringen

Betongfastheten skal være minimum C-35 på bergflaten. Fibermengden er 50 kg 25 mm EE-stålfibre pr. m^3 betong. Vann/sement forholdet for betongen har vært 0.52. Det er benyttet modifisert Portland sement MP-30. Sprøytebetongen er påført i to lag á 50 mm. Sprøytingen har skjedd ved våtsprøyting: "The Norwegian Method".

2.3 Utførelse av sikringsarbeidene

Etter sprengning av hver salve ble konturen rensket. Der det var nødvendig, ble det på stuff arbeidssikret med rørbolter. Etter at en passende del av hengen var frisprengt ble de 6 meter lange kamstålboltene installert. Boltehullene ble først fylt med boltemørtel, så ble boltene presset inn. Konturen ble så oversprøytet med et 50 mm tykt lag sprøytebetong. Når et enda større hengareal var frisprengt og sikret som forannevnt ble de 12 meter lange

kabelboltene montert. Dette ble gjort ved at gyseslange og kabler ble festet sammen og ført inn i boltehullene. Gysingen skjedde fra hullbunn og utover mens gyseslangen ble presset ut. Der hvor det var nødvendig ble det i tillegg supplert med kortere kamstålbolter. Til slutt ble de siste 50 mm med sprøytebetong påført.

Antall bolter som er installert i taket av ishallen:

6 meter kamstålbolter (diam. 25 mm)	:	640 stk.
12 meter kabelbolter (2 x diam. 12.7 mm)	:	194 stk.
3 og 4 meter rørbolter som arbeidssikring	:	82 stk.
3 meter kamstålbolter som supplement (diam. 20 mm)	:	150 stk.
Totalt antall bolter i taket	:	1066 stk.

Midlere boltetetthet når alle bolter fordeles jevnt over hele taket er 1 bolt pr. 5.7 m^2 bergflate. Boltetetthet i forhold til det fastsatte systematiske boltemønster gir 1 bolt pr. 6.25 m^2 bergflate.

Et boltesystem med gyste og ikke forspente bolter er et passivt sikringssystem. Det vil si at boltene i utgangspunktet ikke gir noen stabiliserende krefter i berget før dette deformerer seg og gir tøyninger i boltene, som igjen gir mobilisering av krefter. For å undersøke om boltene mobiliserer slike krefter ble det gjort undersøkelser på 8 utvalgte bolter.

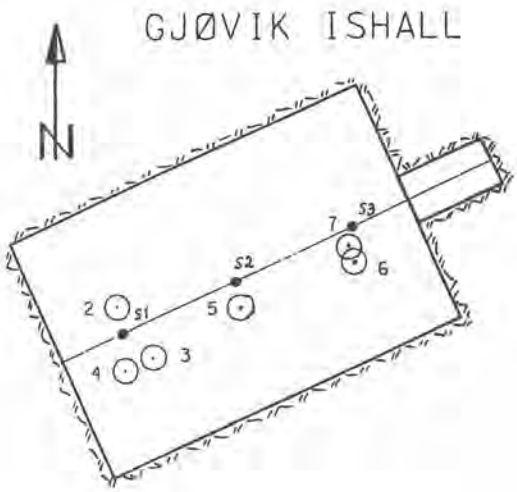
3 UNDERSØKELSER UTFØRT PÅ BOLTENE

3.1 Instrumenterte bolter

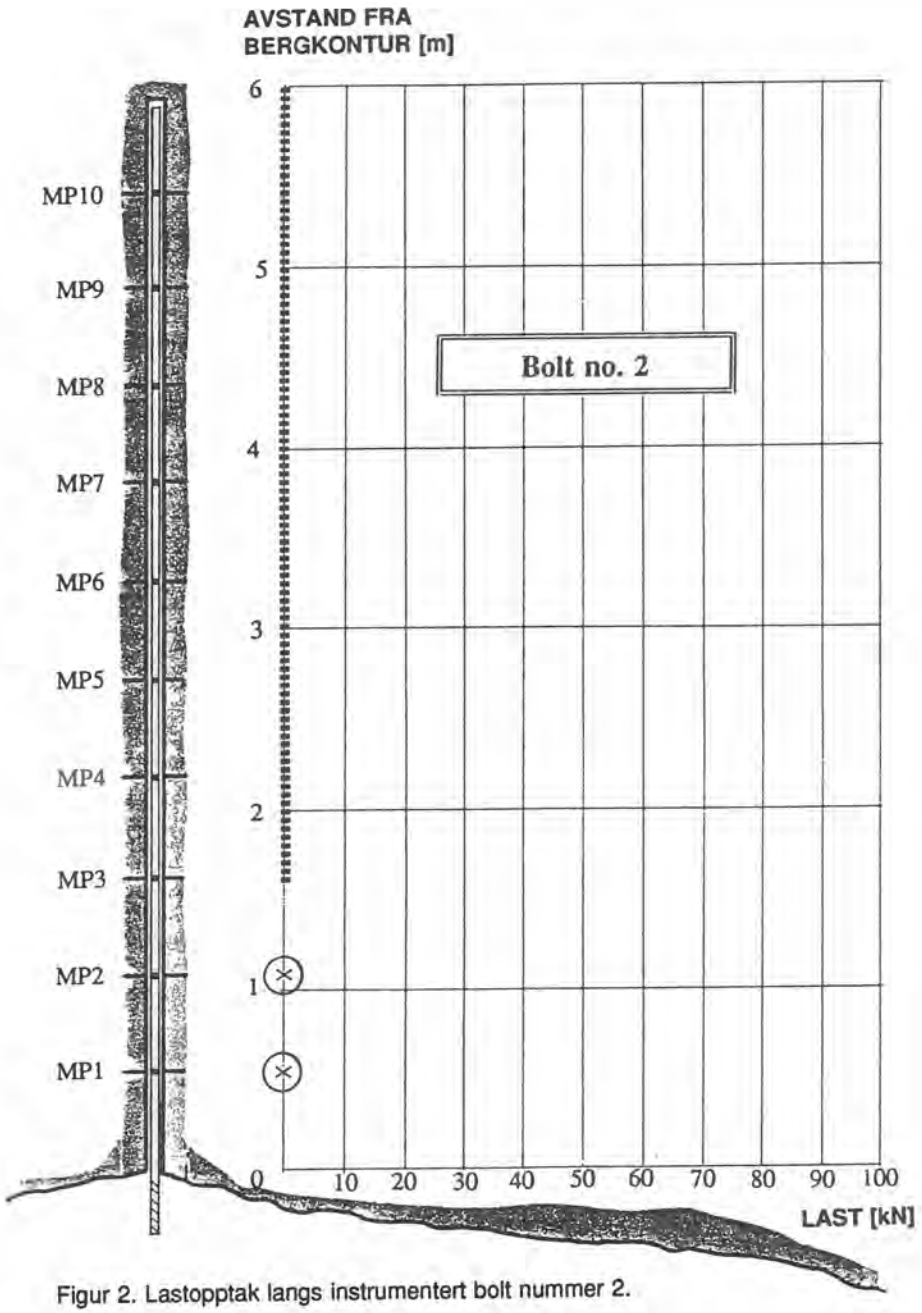
For å undersøke virkemåten til de gyste kamstålboltene ble det montert 8 instrumenterte bolter som inngår i den permanente/systematiske sikringen. For å undersøke størrelse og fordeling av lastopptaket ble de instrumenterte boltene forsynt med strekklapp tøyningsgivere. Hver bolt har 10 målepunkter med c/c avstand 540 mm. Hvert målepunkt består av parvise strekklapper som ble festet til bolten på begge sider. Dette vil oppheve eventuelle momentbelastninger i boltestålet. Strekklappene er koblet i kvartbrokonfigurasjon noe som gjør at målesystemet er følsomt for temperaturvariasjoner. For å redusere innvirkningen fra temperatursvingninger er det koblet et "dummy" strekklapp-par til en avkappet bolt som ble gyst inn i fjellet rett ved siden av hver instrumentert bolt. Dummy strekklappene sitter 200-300 mm inn i berget og skal således ha samme temperatur som målebolten. Registreringer på boltene gjennom 6 - 7 måneder viste at temperaturvariasjoner kunne gi utslag på +/- 25 microstrain ($\mu s=10^{-6}$ m/m). Teoretisk oppløselighet for målesystemet er 1 microstrain pr. 100 N (minste endring som kan registreres er derfor 10 kg). Registrerte variasjoner på grunn av temperaturen gav dermed en usikkerhet i målingene på +/- 2500 N (+/- 250 kg).

Boltenes plassering følger mer eller mindre senterlinja av hallen, som ut fra numeriske beregninger var forventet å få de størst deformasjoner. Et annet moment var at boltene kunne installeres så tidlig som mulig, da toppstollen var den første som ble drevet inn i selve hallen. Monteringen av boltene skjedde i to omganger etter hvert som toppskiva ble strosset ut fra toppstollen. De fire første boltene (nummerert fortløpende) ble installert på begge sider av SINTEFs ekstensometer kalt S1. Boltene ble plassert to og to sammen for gjensidig kontroll og mulighet for avlesning selv om den ene skulle bli ødelagt. Dette viste seg å være nyttig da bolt nummer 1 ble ødelagt like etter montering på grunn av at

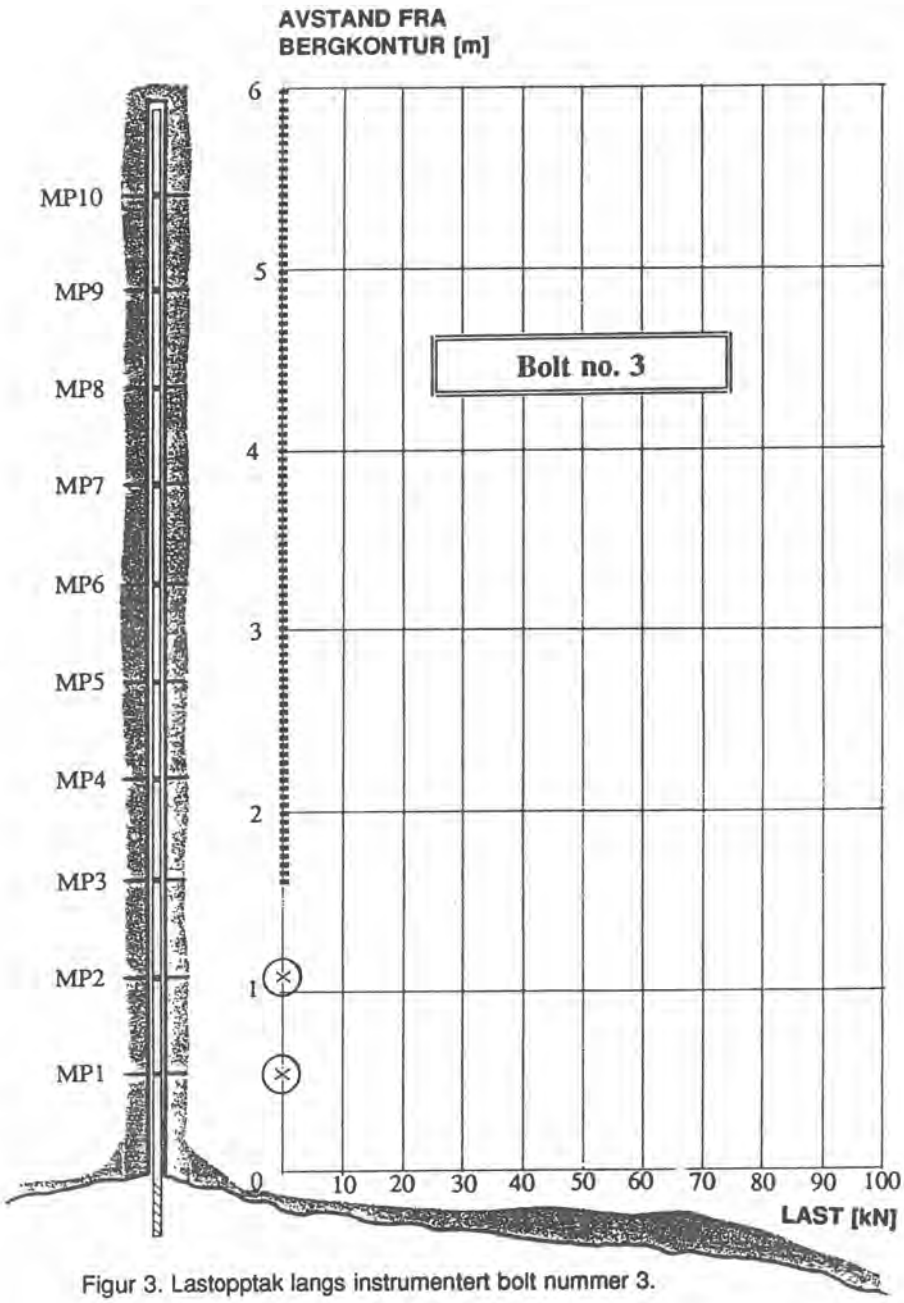
steinsprut fra en nærliggende salve ødela koplingsboksen. De øvrige boltene ble montert slik at to ble plassert i nærheten av S2, og to i nærheten av S3. Alle boltehull ble boret vertikale og det ble benyttet borkronediameter 51 mm, mot normalt 48 mm. Dette fordi instrumentering og kabelføring langs bolten krevde større plass. I likhet med de vanlige boltene ble borhullet først fylt med gysemasse (Nonset 50) før bolten ble presset inn. Plasseringen av de enkelte boltene fremgår av fig. 1.



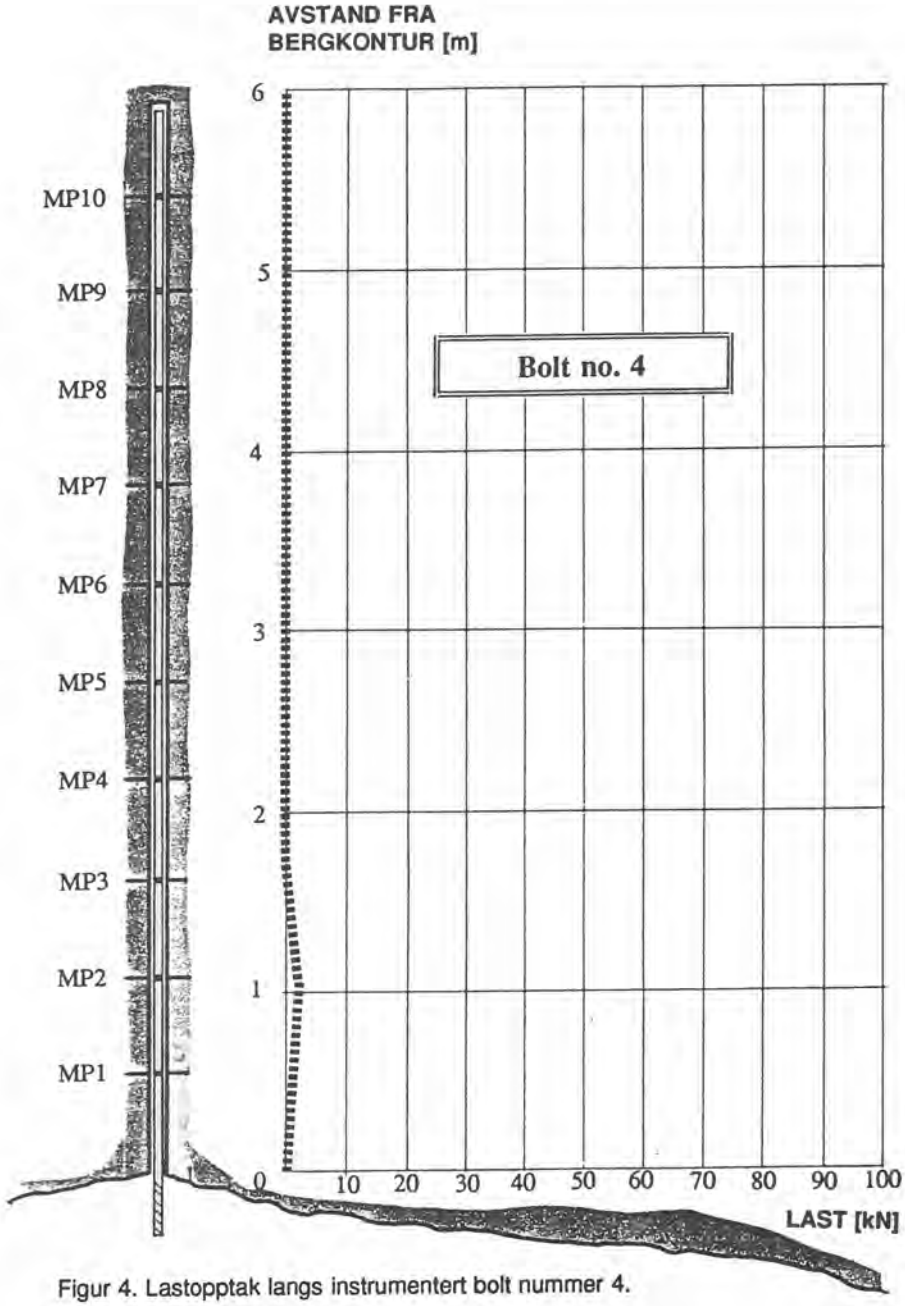
Figur 1. Plasseringen av de instrumenterte bolter.



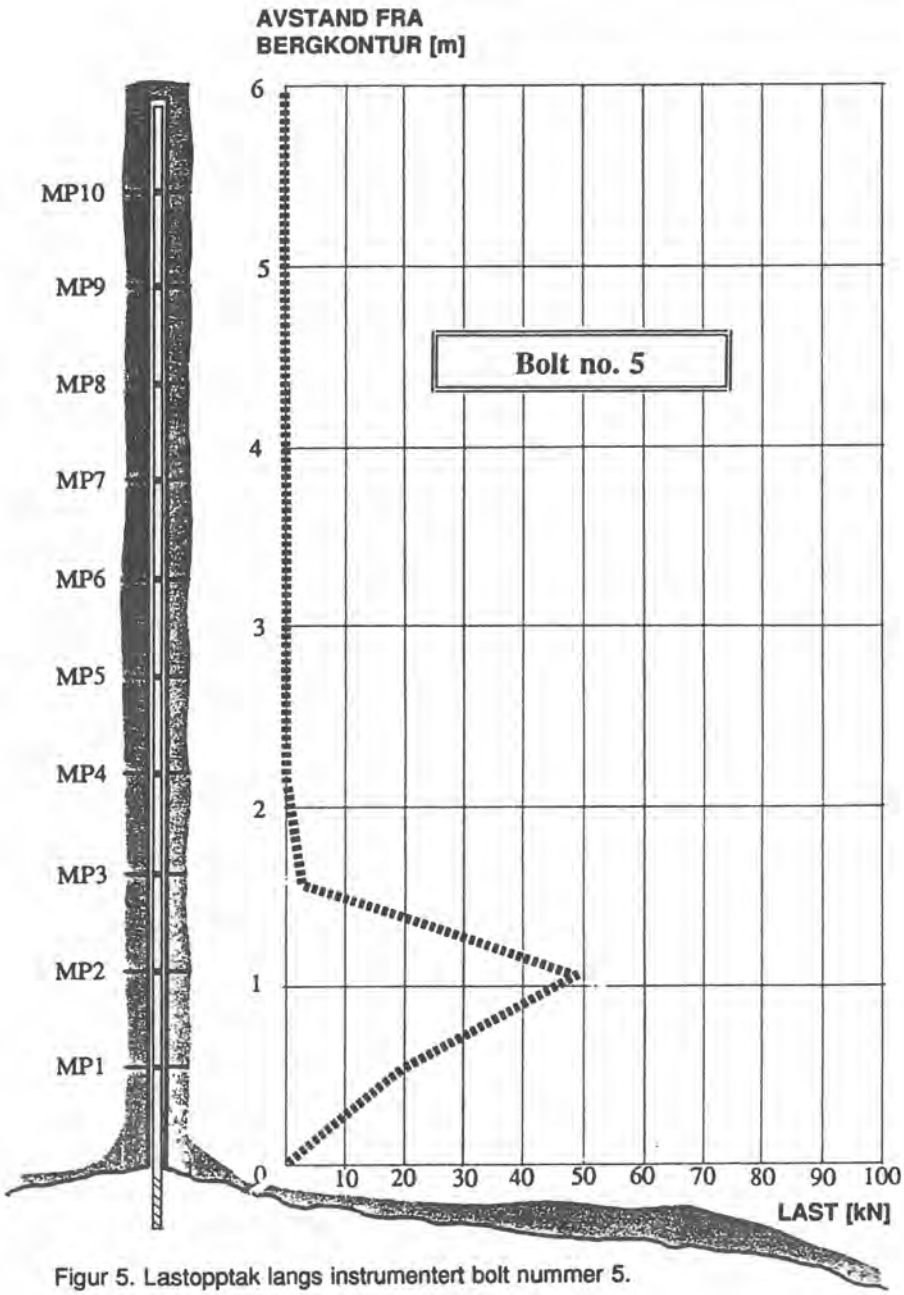
Figur 2. Lastopptak langs instrumentert bolt nummer 2.



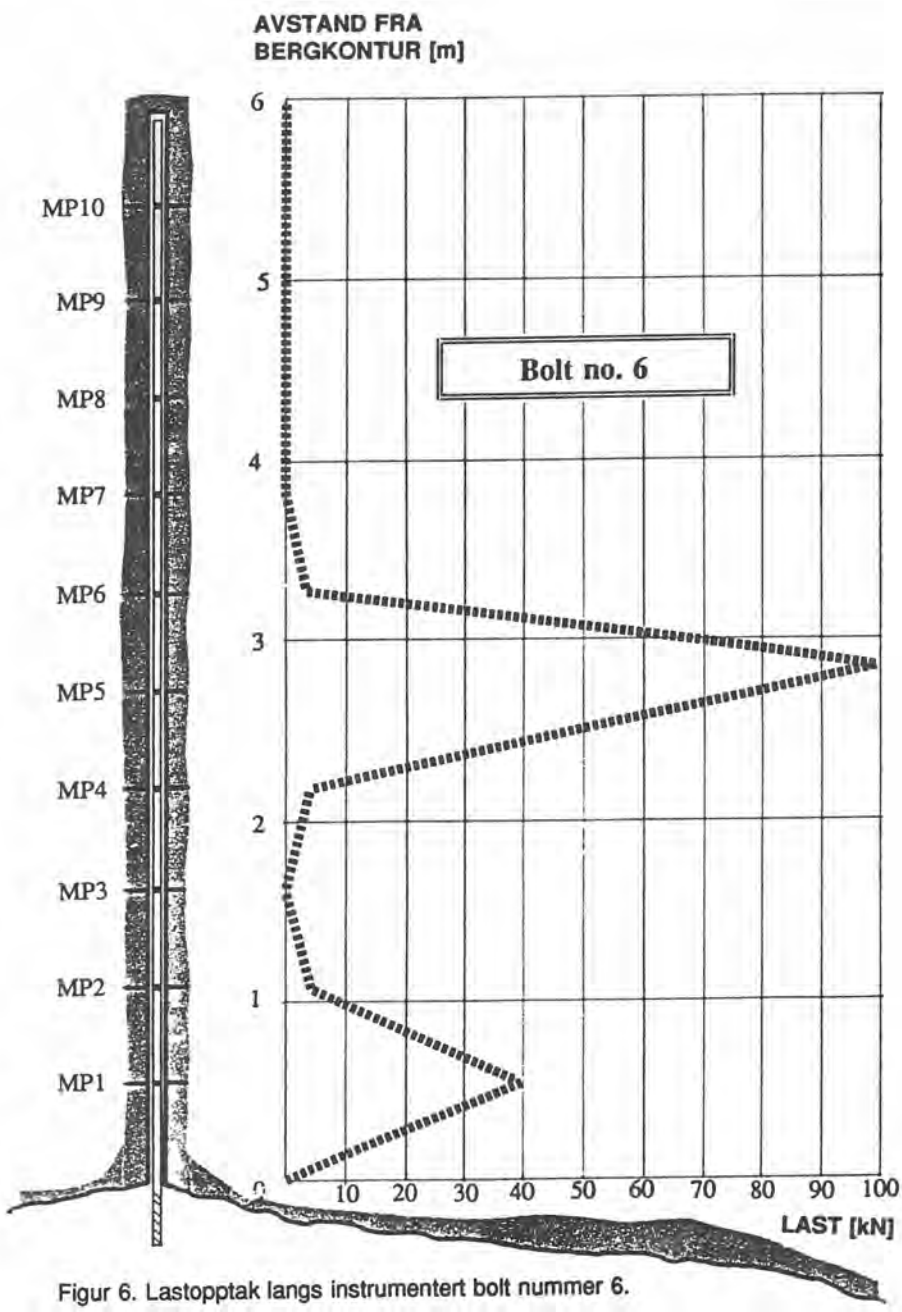
Figur 3. Lastopptak langs instrumentert bolt nummer 3.



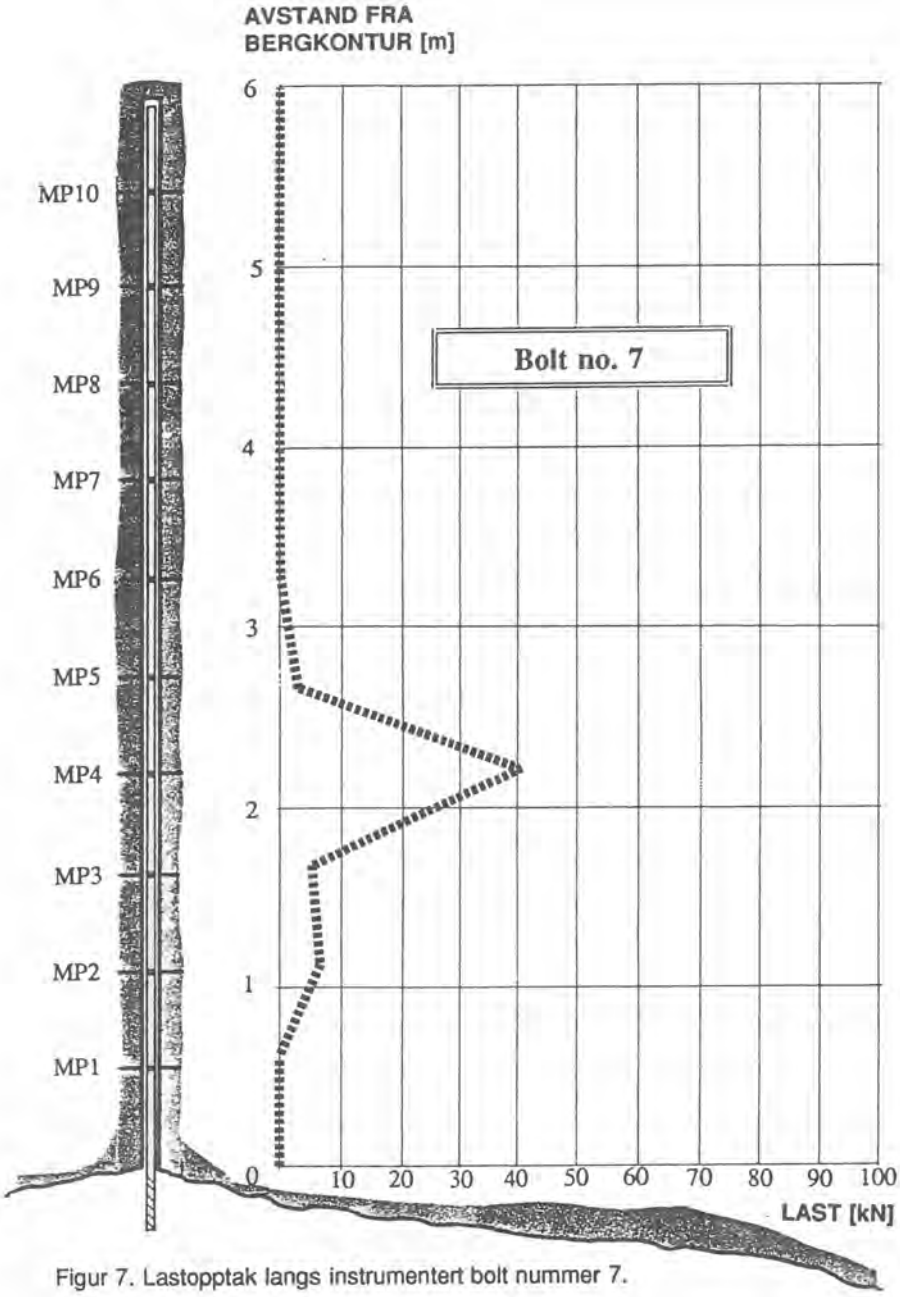
Figur 4. Lastopptak langs instrumentert bolt nummer 4.



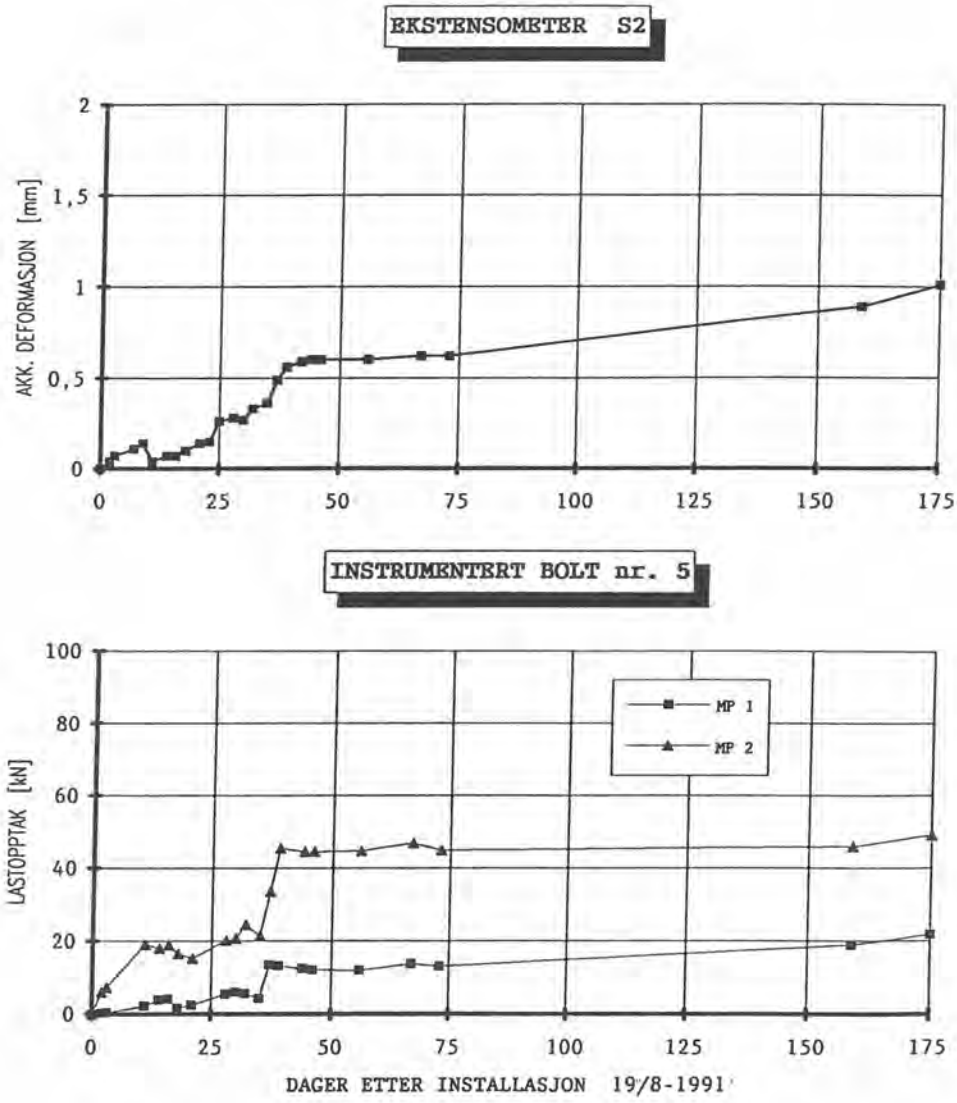
Figur 5. Lastopptak langs instrumentert bolt nummer 5.



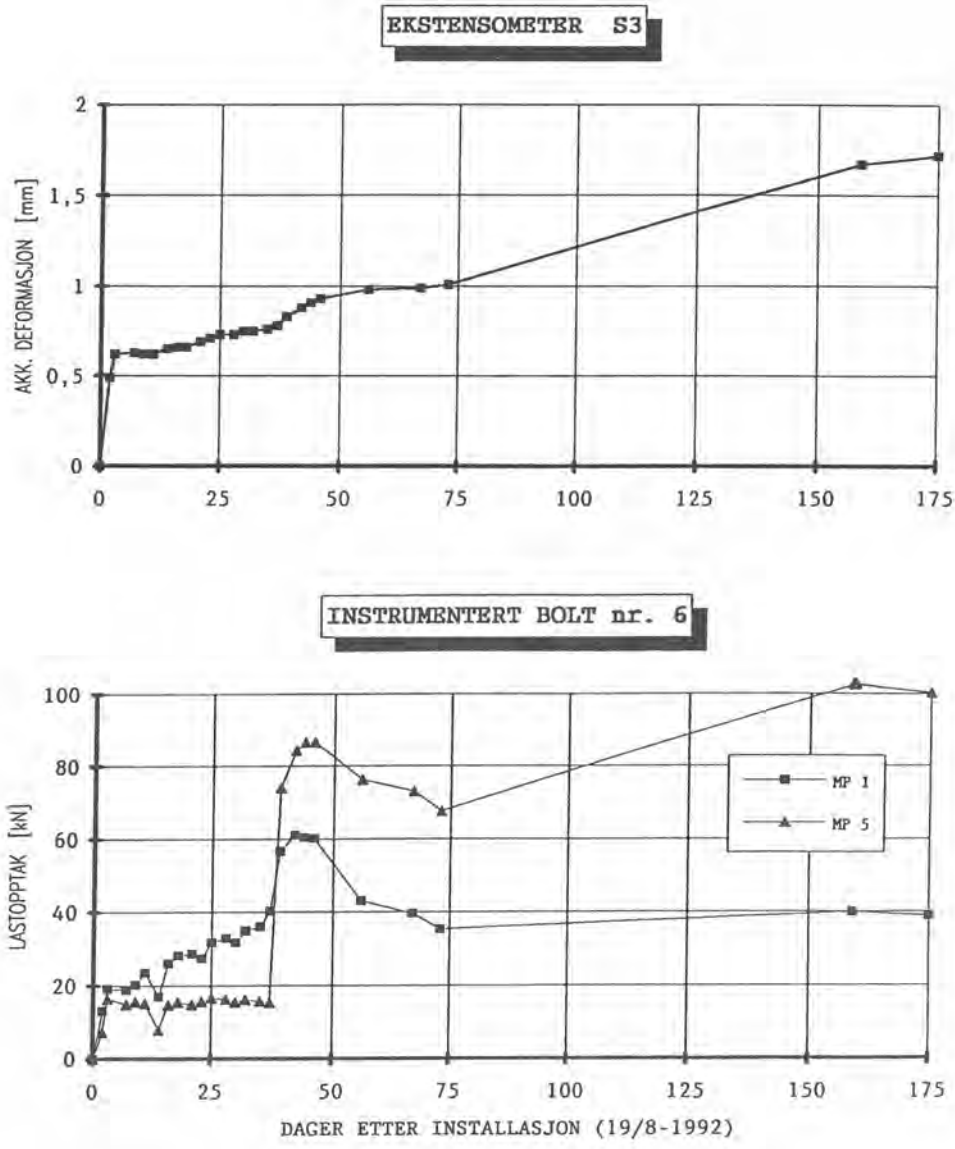
Figur 6. Lastopptak langs instrumentert bolt nummer 6.



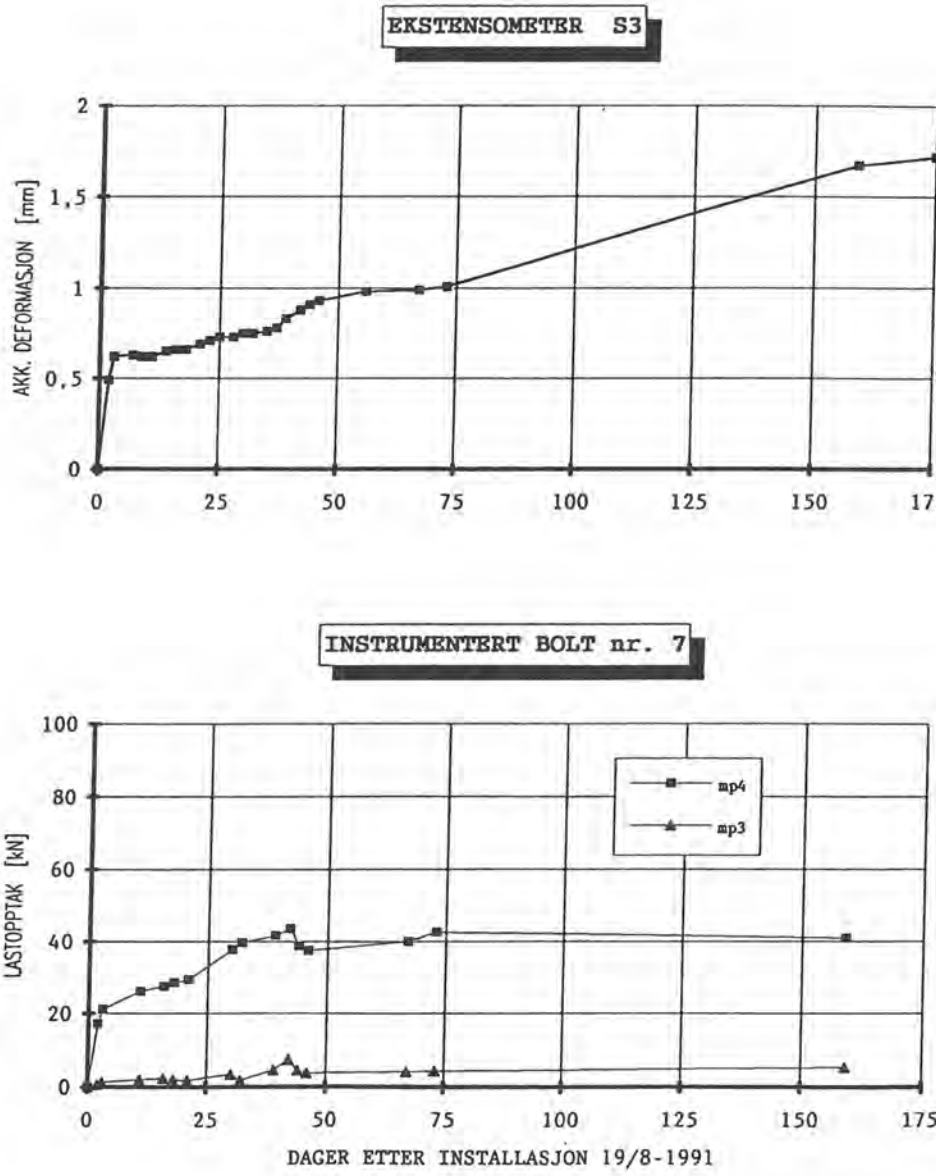
Figur 7. Lastopptak langs instrumentert bolt nummer 7.



Figur 8. Sammenligning av deformasjoner i ekstensometer S2 og lastopptak i bolt nr. 5.



Figur 9. Sammenligning av deformasjoner i ekstensometer S3 og lastopptak i bolt nr. 6.



Figur 10. Sammenligning av deformasjoner i ekstensometer S3 og lastopptak i bolt nr. 7.

3.2 Måleresultater fra de instrumenterte boltene

Registreringer på boltene startet 2 til 3 dager etter at de var installert for å unngå innvirkninger fra herdevarmen i gysemassen. Registreringer ble foretatt 2 til 3 ganger pr. uke under utdrivingen av toppskiva og med større tidsintervall etter at denne var utdrevet. De siste registreringene ble foretatt 10. februar 1992. Etter denne dato er ikke boltene lenger tilgjengelige på grunn av at takflaten ble dekket med stålplater. Registreringsperioden ble forholdsvis kort, men innbefattet utsprengningen av hele toppskiva pluss fire måneder. Registreringene viste at lastopptak i boltene skjedde under utstrossingen av toppskiva, og at det har vært omtrent stabile forhold etter dette.

Bolt nr. 1 ble ødelagt rett etter installering. Videre ble målepunktene 1 og 2 på henholdsvis bolt 2 og 3 ødelagt under monteringen i borhullet. Bolt nr. 8 var meget ustabil på grunn av krypstrømmer og det var umulig å tolke resultatene. Av de opprinnelig 8 boltene eller totalt 80 målepunktene ble 24 helt eller delvis ødelagt på grunn av brudd i ledningene eller på grunn av krypstrømmer. Resultater fra bolt nr. 2 til og med bolt nr. 7 er vist nedenfor. For hver bolt er det gitt et lengdesnitt med lastverdier for de enkelte målepunkt. Målepunktene er nummerert fra konturen og innover/oppover i borhullet. Videre er det for enkelte målepunkter (som viser lastopptak) vist tidsforløpet for lastutviklingen. Dette er gjort for å kunne sammenligne lastutvikling med deformasjonsmålinger i ekstensometre som ligger i nærheten av boltene. Lastopptak for boltene og de enkelte målepunktene er minimumsverdier. Det vil si at endringer/variasjoner på grunn av temperaturvariasjoner er trukket fra, slik at oppgitte laster gir konservative verdier.

4 DISKUSJON AV MÅLERESULTATENE

4.1 Bolter ved ekstensometer S1

Bolt nr. 2 og 3 viser ikke lastopptak for de virksomme målepunktene. Registreringene i bolt nr. 4 viser 1,0 kN i lastopptak for målepunkt 1, og 1,5 kN for målepunkt 3. De lave lastopptak for boltene i nærheten av S1 kan skyldes at boltene ble installert en tid etter at sidestrossen var begynt og derfor var størstedelen av deformasjonene i området skjedd før registreringene startet.

4.2 Bolter ved ekstensometer S2

Bolt nr. 5 (den eneste virksomme ved S2, da bolt 8 er ødelagt på grunn av krypstrøm) viser lastopptak for målepunktene 1, 2 og 3. Målepunkt 1 viser et lastopptak lik 12 kN, og målepunkt 2 et lastopptak lik 45 kN. Det registreres også en liten lastøkning i målepunkt 3. Ut fra lastkurven for bolten kan det tyde på at det har vært en sprekkeåpning i nærheten av målepunkt 2 og at den last som registreres i målepunktene 1 og 3 skyldes opptakslengden i gysemassen. Ved å studere lastutviklingen over tid, fås en markert lastøkning 35-40 døgn etter montering. Dette sees også i deformasjonene som er registrert i ekstensometer S2.

4.3 Bolter ved ekstensometer S3

Bolt nr. 6 viser to adskilte lastopptak langs bolten. Målepunkt 5 har et lastopptak lik 105 kN, mens målepunkt 1 har et lastopptak lik 60 kN. Begge målepunktene har markerte lastendringer 37-40 døgn etter installering. Målepunktene 1 og 5 viser også lastopptak noe som indikerer at gysemassen trenger en viss opptakslengde, for å mobilisere tilstrekkelig last i bolten.

Bolt nr. 7 viser lastopptak lik 45 kN for målepunkt 4. Tidsforløpet viser 20 kN pålastning de første dagene etter montering og deretter tilnærmet jevn lastøkning uten markerte sprang. Lastopptak i forhold til tid for bolt nr. 7 stemmer godt med deformasjonskurven for S3 som har et sprang i deformasjonene i samme tidsrom.

5 SAMMENDRAG

Halvparten av de instrumenterte bolter viser null eller svært lite lastopptak.

Resultatene viser at boltene har lastopptak i de nedre partier nærmest konturen.

Det er godt samsvar mellom lastopptak i boltene og deformasjoner registrert i nærliggende ekstensometre.

Den mest påkjente bolt viser en last på 45 % av flytegrensen.

Målepunkter som ligger inntil målepunkter med høy last, viser også små lastopptak. Dette tyder på at gyste bolter trenger en viss forankringslengde for å oppnå tilstrekkelige skjærspenninger mellom gysemasse og borhullsvegg.

Lastoppbygging i boltene skjedde under utstrossingen av toppskiva, og det har vært tilnærmet stabile forhold etter dette.

Målesystemet er ømfintlig for fukt (krypstrømmer) og for temperaturvariasjoner som skyldes kvartbrokonfigurasjonen for strekklappene.

6 KONKLUSJON

Undersøkelsene på boltene viser at de er i stand til å bære den nødvendige last som berget påtvinger dem. Gyste bolter gir et godt samvirke med berget og kommer raskt i likevekt med bergets deformasjoner. Dette bevises gjennom de samsvarende deformasjoner som er målt inntil boltene og responsen i boltene.

De lave lastopptak og også fravær av last i boltene viser at hallen i seg selv er en selvbærende konstruksjon som stabiliseres av de opptredende horisontalspenninger. Sprøytebetongen er med på lime småfallent berg sammen, mens boltene sørger for den større detaljstabiliteten.

Utført sikringsopplegg ser ut til å virke etter forutsetningene, fordi det er registrert små lastendringer i både i sprøytebetong og i bolter etter at toppskiven ble utdrevet.

BRUK AV PETROLEUMSRELATERT BERGMEKANIKK MED FRAMTIDIGE UTFORDRINGER

Tor Harald Hanssen
Norsk Hydro U&P Forskningssenter

SAMMENDRAG

Betydelige beløp er brukt på forskning innen petroleumsrelatert bergmekanikk de siste 10 årene De viktigste oppgavene som må løses i framtida er bedre utnyttelse av tilgjengelige data samt øket forståelse og kunnskap om bergspenningenes opptreden og bergartenes materialtekniske egenskaper.

SUMMARY

During the last decennium substantional funds have been invested in petroleum related rock mechanic research. The principal targets in the forthcomming research and development must be a better understanding for the significance of both rock stress and material properties in engineering solutions

INNLEDNING

Oljevirksomheten på på norsk kontinentalsokkel kan på mange måter sammenlignes med gruvedriften på fastlandet, ressursene er ikke fornybare og de hentes ut av grunnen. En av forskjellene er at investeringstakten og verdiskapningen for tiden er vesentlig høgere innen oljevirksomheten. Investeringene innen oljesektoren er anslått til omkring 60 milliarder kroner per år i de nærmeste årene. Nettoinntekten av oljevirksomheten til staten utgjorde i 1991 rundt 32 milliarder kroner, det vil si i overkant av 10 prosent av statsbudsjettet, mens inntektene fra personbeskatningen bare stod for omlag to prosent.

Kostnadene forbundet med å bore en 4000 meter dyp letebrønn i Nordsjøen kan være omkring 75 millioner kroner, eller 1 million kroner per dag eksklusiv forundersøkelser og bearbeiding av innsamlet materiale. Med så store investeringer vil oljeselskapene sikre seg best mulige resultater gjennom aktiv tilgang til forskningsresultater. I årsrapporten for 1991 fra Norsk Hydro as heter det blant annet: "I anerkjennelse av forskningens kommersielle betydning, er Hydro forberedt på å utvide sin forskningsinnsats. Hydro økte derfor sin samlede aktivitet innen forskning og utvikling i 1991 til 1.114 millioner kroner,....", videre heter det "Selskapet vil i årene fremover fortsette å styrke sin forskning og utvikling for å nå sine forretningsmessige mål." Lignende signaler er gitt fra andre oljeselskaper angående forskningens betydning for den videre utvikling.

FORSKNINGENS BETYDNING

Idag er svært mye av oljeselskapenes forskning konsentrert om å øke utvinningen fra de produserende feltene. Dersom utvinningen kan økes med bare noen promille fører dette til betydelige inntekter, og dermed mer midler som kan gå inn i ny leteaktivitet for å sikre selskapenes reserveporteføljе. For å sikre både kort- og langtidsstabiliteten før og under produksjon, inngår også bergmekanikk som et viktig element for å oppnå optimal utnyttelse av feltene.

Omkring 25 prosent av norsk olje- og gassproduksjon, eller petroleumsressurser med en brutto produksjonsverdi på 120 millioner kroner per dag, går gjennom Ekofisktanken. Dette viser at eventuelle uforutsette problemer vil ha stor betydning ikke bare for partnerne i lisensen, men også for skatteinngangen til Norge. I 1987 jekket Phillips Petroleum Company of Norway (PPCoN) opp seks plattformer på Ekofiskfeltet med seks meter. I 1989 bygget selskapet en betongvegg som beskyttelse rundt Ekofisk-tanken. Dette skyldes innsynkningen av havbunnen som ble oppdaget i 1984. I 1990 presenterte Chin og Boade resultater fra modellering av innsynkningen. Resultatene viser godt samsvar mellom målt og modellert innsynkning fram til modelleringstidspunktet. Deretter viser modelleringen en redusert innsynkningstakt, og til slutt et opphør etter omkring 7 meters total innsynkning. Innsynkningen har imidlertid fortsatt med 35 cm i året fram til 1992 og ser ifølge Oljedirektoratet (OD) ut til å fortsette. I oktober 1992 gav OD PPCoN beskjed om at det blir vurdert om Ekofisktanken skal stenges før vintersesongen 1995/96. I begrunnelsen som blir gjengitt i Dagens Næringsliv, heter det blant annet: "Aldring av

teknisk utstyr og utilstrekkelig vedlikehold er de viktigste årsakene til at Oljedirektoratet varsler nedstengning. Dessuten bidrar fortsatt innsynkning av havbunnen til forverring av situasjonen." Dette viser med all tydelighet at bergmekaniske aspekter ved oljeproduksjon må undersøkes slik at uforutsette eller ukontrollerbare fenomen ikke inntreffer.

Erfaringen fra Ekofiskfeltet viser at det er mulig å tilpasse en numerisk modell til observert deformasjon, men modellen synes ikke å være like godt egnet til å forutsi hvordan innsynkningen vil fortsette. Dette kan være en av årsakene til at varslet om stans kom fra OD. Imidlertid er det ikke uvanlig at det er problematisk å spå om framtiden selv om viljen er aldri så god. Med all tydelighet går det fram at det fortsatt er behov for mer forskning og utvikling når det gjelder innsynkningsproblematikken.

BERGMEKANISKE PROSJEKTER

Aktiv bruk av bergmekanikk som et støtteredskap ved utforming av petroleumsbrønner er relativt nytt. De norske oljeselskapene har innsett behovet for kunnskap om de bergmekaniske forholdene, og har opprettet egne avdelinger som hovedsaklig arbeider med slike vurderinger. Det samme har de større utenlandske oljeselskapene som arbeider på norsk sokkel. Alle selskapene har tilkjennegitt at de vil være med å utvikle norsk teknologi og forskningsmiljø gjennom deltakelse i forskningsprosjekter. I tillegg til dette finansierer oljeselskapene også prosjekter som pågår ved utenlandske forskningsinstitusjoner.

Hovedområdene i de norske forskningsprosjektene er:

Brønnstabillitet
Sandproduksjon
Innsynkning

Dette skyldes at det i første omgang var stabiliteten i de produserende formasjonene som var viktig, og at det var tilgang på testmateriale samt spennings- og poretrykksprognoser. Dette gjelder i hovedsak sandsteins- og kalkreservoarer. I tillegg til dette påpeker boreavdelingene i selskapene at flere boretekniske problemer oppstår under boring i de bergartene som ligger over reservoarene. Et av problemene har vært å få tilgjengelig relevant testmateriale fra de områder som skal undersøkes. I den senere tid er det foretatt

prøvetaking av skifer slik at dette også inngår i testprogrammene. Dermed er stabiliteten i de delene av borehullene som ligger over reservoarene blitt fokusert.

I tillegg til forskningen internt i oljeselskapene, har det gjennom de siste årene blitt utført en rekke større forskningsprosjekter ved oppdragsinstitutt, universitet og høgskoler hvor oljeselskapene samarbeider med hverandre. Disse prosjektene har i tillegg blitt delfinansiert av de norske forskningsrådene. Blant prosjektene er det noen som hovedsaklig har blitt opprettet for å belyse bergmekaniske oppgaver. Dette er :

FORMASJONSMEKANIKK 1983-1986, IKU (NOK 16,8 Mill.)

Utvikling av laboratoriemetoder og numeriske metoder for prediksjon av sand-produksjon fra olje og gassbrønner.

BOREHULLSSTABILITET 1986-1989, NGI

PETROLEUMSRELATERT BERGMEKANIKK 1987-1990, IKU

Korrelasjon mellom bergmekaniske parametre bestemt i laboratorium og i felt, samt undersøkelse av mekanismene som styrer instabilitet av perforeringer under produksjon og borhull under boring.

FORMEL, 1987-1991, IKU (NOK 4,2 Mill)

Utvikling av sammenheng mellom feltloggete data og mekaniske egenskaper ved hjelp av kontrollerte laboratorieforsøk og teoretisk modellering.

3D - PERMEABILITET 1988 - 1990, IKU (NOK 0,7 Mill.)

Sammenligning og undersøkelse av den tredimensjonale spenningstilstanden, avsetningsmiljøet og spennings/diageneseforløpets innvirkning på permeabiliteten. Undersøke forhold som kan forbedre laboratorie - og feltmålte permeabilitetsdata.

CAVITY FAILURE, UNDERSØKELSE AV MED HENSYN PÅ SANDPRODUKSJON FORUTSIGELSE 1988 - 1991, IKU (NOK 5,3 Mill.)

Undersøkelse av hvordan materialstyrke, trykkforhold, størrelse og form på hulrom, og likeså hvordan væsken i hulrommet påvirker et eventuelt bruddforløp.

CAVITY FAILURE FASE II, UNDERSØKELSE AV SANDPRODUKSJON FRA HULROM OG HVORDAN DEN KAN FORUTSIES 1992 - 1994, IKU (NOK 9,2 Mill.)

Fremskaffe bedre grunnlag for brønnkomplettering og produksjonsstrategier ved å utvide kunnskapen om mekanismene som styrer sandproduksjonen i borhull.

ORIENTERING AV SPENNINGSFELT 1989 - 1992, SINTEF (NOK 1,35 Mill.)

Kartlegging og sammenstilling av bergspenningsdata både på norsk fastland og kontinentalsokkel.

KVALITETSFORRINGELSE AV KJERNEMATERIALETS EGENSKAPER MED HENSYN TIL BERGMEKANISKE MÅLINGER 1989 - 1993, IKU (NOK 4,42 Mill.)

Undersøkelse av hvor godt de laboratoriemålte bergmekaniske egenskapene er representative for in situ forholdene.

BERGMEKANISKE ASPEKTER VED BOREPROBLEMER I SKIFRE 1990-1993, IKU (NOK 15 Mill.)

Bidra til forbedrede prosedyrer/praksis for boring i skifer gjennom en forbedring av forståelsen for skiferens egenskaper og oppførsel.

NÆR BRØNNSTRØMNING 1991 IKU (NOK 1 Mill.)

Undersøkelse av strømnings - og spenningseffekter i nærområdet til petroleumsbrønner som påvirker sandproduksjonen ved både direkte og indirekte indusert trykkfall.

CHALK RESEARCH - FASE I 1982 - 1984 OD (NOK 15,3 Mill.)

Flere underprogrammer hvorav tre omhandlet bergmekaniske problemstillinger (Karakterisering av krittstein og mekaniske egenskaper NOK 7,5 Mill.)

CHALK RESEARCH - FASE II 1988 - 1989 OD (NOK 11,1 Mill.)

Flere underprogrammer hvorav to hovedsaklig omhandlet bergmekaniske problemstillinger. (Mekaniske egenskaper og Brønnstabilitet, NOK 3,6 Mill.)

CHALK RESEARCH FASE III, 1990 - 1992 OD (NOK 15,7 Mill.)

Flere underprogrammer hvorav to hovedsaklig omhandler bergmekaniske problemstillinger. (Sprekk-karakterisering og konduktivitet samt Termo-mekaniske effekter NOK 3,7 Mill.)

Det har også blitt gjennomført flere forskningsprosjekter innenfor reservoarkarakterisering hvor bergmekanikk har inngått om enn i liten grad.

SPOR Olje og energidepartementets program for økt oljeutvinning 1985 - 1991
(NOK 100 mill.)

RUTH - Reservoir Utilization through advanced Technological Help. 1992-1995
NTNF forskningsprogram organisert gjennom OD (NOK 100 Mill).
Oppfølging etter SPOR, men hovedsaklig finansiert av de enkelte selskapene. Målene med programmet er blant annet å øke oljeutvinningen fra norske felt med 300 millioner Sm^3 og videreutvikle norsk ekspertise innenfor dette feltet.

PROFIT - Program for Research On Field oriented Improved recovery Technology
1990-1994
Prosjektet er delt i to deler hvor den ene delen, nærbrønn strømning, blant annet inneholder et underprosjekt som omhandler sprekker og sprekkers oppførsel i injeksjonsbrønner.

I oversikten ovenfor er det vist at IKU Petroleumsforskning blant annet har utført oppdragsforskning gjennom multiklientoppdrag innen petroleumsrelatert bergmekanikk for nesten 50 millioner kroner de ti siste årene. Det er altså utført en betydelig forskningsinnsats samtidig som det har vært en faglig oppbygging av medarbeiderne. Dette gjenspeiles i læreboken i petroleumsrelatert bergmekanikk som er utgitt av Fjær et al. (1992), og det eksamensrettede etterutdanningskurset med samme navn som forfatterne har organisert ved Norges Tekniske Høgskole. I tillegg kommer den innsatsen som er gjort av andre forskningsinstitutter. En betingelse for at forskningsoppdrag av denne typen blir vellykket, er at oppdragsgiver selv setter av tid og penger til å følge opp både framdrift og resultater. De gode resultatene som er oppnådd i flere av prosjektene viser at forskningsinnsatsen innen petroleumsrelatert bergmekanikk har vært betydelig og indikerer at alle involverte parter har deltatt aktivt under gjennomføringen.

BRØNNUTFORMING OG BRØNNBANER

Troll Vest Oljeprovins ligger omlag 100 kilometer nordvest for Bergen, figur 1. Reservoaret har en utstrekning på 20 kilometer i nord-sydlig retning og fem kilometer i øst-vestlig retning. Utformingen av en horisontalbrønn er vist i figur 2. Den oljeførende formasjonen er her vel 20 meter høg og produksjonsbrønnene blir lagt nær olje/vannkontakten i en lengde av 800 meter på noe mindre enn 1500 meters dyp. Produksjonen vil etter planen skje gjennom 17 slike undervannsbrønner tilkoblet fleksible stigerør til en flytende plattform, figur 3. Det blir i tillegg boret gassinjeksjonsbrønner for å øke utvinningstakten. Totale omkostninger for utbygging av Troll Oljeprovins er beregnet til omlag 15 milliarder kroner, inkludert borekostnader.

Gjennom den forskning og utvikling som er utført, er grunnlaget lagt for en relativt likefrem stabilitetsundersøkelse under produksjon fra den løse reservoarsandsteinen. Hovedproblemet har vært å sikre en lav væskestrømning og trykkfall inn mot produksjonsbrønnene slik at kollaps kunne unngås. Innføring av horisontalbrønner med sandfilter i kombinasjon med gassinjeksjon har gjort denne utbyggingen mulig selv med den lave tykkelsen på oljekolonnen i feltet.

HØGTRYKKS OG -TEMPERATUR BRØNNER

Da Elf, ifølge Elf LINK, i juli 1992 nådde ned til 5250 meter i brønn 30/10-6 som ligger nord for Friggfeltet i Vikinggraven vest for Bergen, fant de gass under omkring 600 bar trykk og med en temperatur på 183°C. Dette er en såkalt høg trykk og temperatur brønn (HTHP brønn). I forbindelse med slike boringer har Elf nedsatt en spesiell beredskapsgruppe bestående av spesialister som når som helst kan forlate sine daglige arbeidsoppgaver i Holland, Frankrike og Angola for å yte assistanse dersom det oppstår problemer under boringen. Dette viser hvor viktig og samtidig kritisk selskapet selv bedømmer slike boringer. I brønner av denne typen er de bergmekaniske problemene små sett i forhold til hva som kan skje dersom det ikke er mulig å kontrollere trykkutviklingen under boring, komplettering eller produksjon.

BERGMEKANISKE EGENSKAPER OG SPENNINGSNIVÅ

Ved både Statkraft og Statens Vegvesens anlegg i Kobbelvområdet er det rapportert tildels betydelige sprakefjellsproblemer. Høyeste målte bergspenning i området er ca 30 MPa, mens enaksiell trykkfasthet for gneisen i området er ca 100 MPa. På Bragefeltet rett vest for Bergen er største hovedspenning anslått til 60 MPa mens poretrykket er 40 MPa og enaksiell trykkfasthet er omkring 12 MPa. Normaliserte effektivspenninger som bergarten føler blir dermed henholdsvis 0,3 og 1,7 i henholdsvis Kobbelvområdet og på Bragefeltet. Spenningsbelastningen på Brage er omkring seks ganger høgere enn i Kobbelv i forhold til enaksiell trykkfasthet. For at brønnene på Brage skal holdes stabile må brønntrykket til enhver tid kontrolleres. Skulle brønntrykket øke eller avta ukontrollert ville dette føre til stabilitetsproblemer som igjen ville ødelegge den framtidige petroleumsproduksjonen fra brønnen.

STABILITETSANALYSE

Uansett om det er den lokale stabiliteten omkring et borehull eller de globale forholdene for et petroleumsfelt som skal vurderes er det i store trekk de samme parametrene som må bestemmes ved kombinasjon av laboratorie- og feltundersøkelser. Ved enhver stabilitetsanalyse blir materialets totale styrke vurdert i forhold til mobiliserte spenninger. Deretter blir det trukket konklusjoner på bakgrunn av forholdet mellom disse, enten ved hjelp av en deterministisk analyse (vurdering av sikkerhetsfaktor) eller ved en sannsynlighetsanalyse (vurdering av sannsynligheten for at den totale styrken overskrides). Uansett hvilken analysemetode som benyttes, er det avgjørende å framskaffe grunnlagsdata for:

- Materialdata
  - Spennings - tøyningsforhold
  - Bruddkriterier / flytlover
- Spenningsdata
  - Hovespenningstilstand / orientering
  - Poretrykk

- Borehullsgeometri
  - Borehullsorientering
  - Foringsrør / sementutforming
  - Perforasjoner
- Produksjonsdata
  - Strømningsrate
  - Poretrykksreduksjon

Det er material- og spenningsdata som er de kritiske parametrene, fordi det knytter seg størst usikkerhet til bestemmelsen av disse. På tross av dette blir det ikke alltid innhentet tilstrekkelig informasjon for å utføre en god evaluering av stabilitetsforholdene. Ofte blir det bare utført en sensitivitetsanalyse for å vurdere de mulige ustabile modus. I en sensitivitetsundersøkelse hentes data fra nærliggende felt som kan ligne på det undersøkte feltet. I tillegg benyttes det ofte empiriske relasjoner mellom boredyp, spenninger og poretrykk.

Bergartsfordelingen og brønnbanen i et borehull er vist i figur 4 sammen med randspenningene. En modellering av stabiliteten krever kjente materialdata. I denne sammenhengen oppgis både stivhet og styrke ved at hele spennings - tøyningskurvene fra triaksialtestingen som vist i figur 5 benyttes som inngangsdata. Når de geometriske forholdene er kjent, kan stabiliteten i selve borehullet og i perforeringene undersøkes ved hjelp av numeriske modeller som vist i figur 6 og 7. Tilslutt er det mulig å bestemme nødvendig boreslamvekt for å unngå stabilitetsproblemer ved ikke-vertikale brønner. I figur 8 er dette vist for to brønner med forskjellige randbetingelser. Dette er spesielt viktig ved prosjektering av horisontalbrønner.

FRAMTIDIGE UTFORDRINGER

Avanserte tredimensjonale numeriske modeller benyttes idag for blant annet å vurdere stabiliteten av petroleumsbrønner og innsynkningsforløpet av oljefelt. Kjernen i disse modellene er materialoppførselen og randbetingelsene. Ved systematisk variasjon av inngangsparametrene er det mulig å drive sensitivitetsanalyser og øke forståelsen for problemstillinger av typen: "hva skjer hvis?". For kontroll av stabiliteten er det i mange tilfeller ikke nok å bare foreta en sensitivitetsanalyse, grundigere arbeid må utføres. Den

viktigste oppgaven som må løses er å skaffe bedre inngangsdata for framtidig tredimensjonal modellering. Dette kan bare gjøres ved å kombinere resultatene fra testing i borhull og i laboratorium. Fra testing i brønnene er det mulig å skaffe informasjon om poretrykk, bergspenningenes størrelse og orientering, mens i laboratorium kan bergartenes materialegenskaper bestemmes. Skalaeffektenes innvirkning på både bergspenninger og materialparametre må også være bedre kjent. Når dette er bestemt, må det før modelleringen avgjøres hvilke bruddkriterier som de mobiliserte spenningene eller deformasjonene skal vurderes mot.

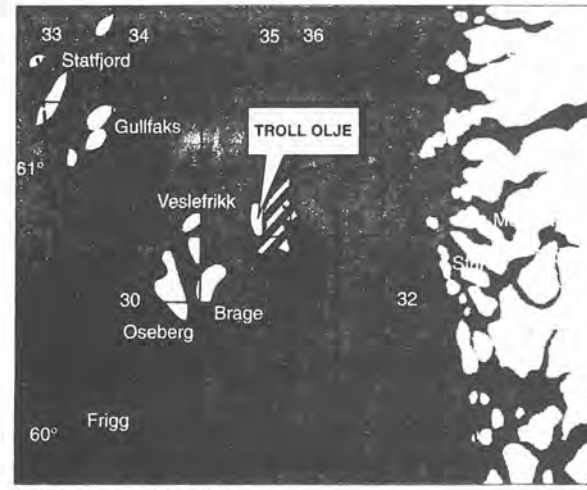
ETTERORD

Alle utsagn står for forfatterens regning og vil ikke nødvendigvis være representative for holdningene i Norsk Hydro as. Per Horsrud ved IKU Petroleumsforskning as og mine kolleger i Norsk Hydro as takkes for hjelp og bidrag ved utarbeidelsen av dette manuskriptet.

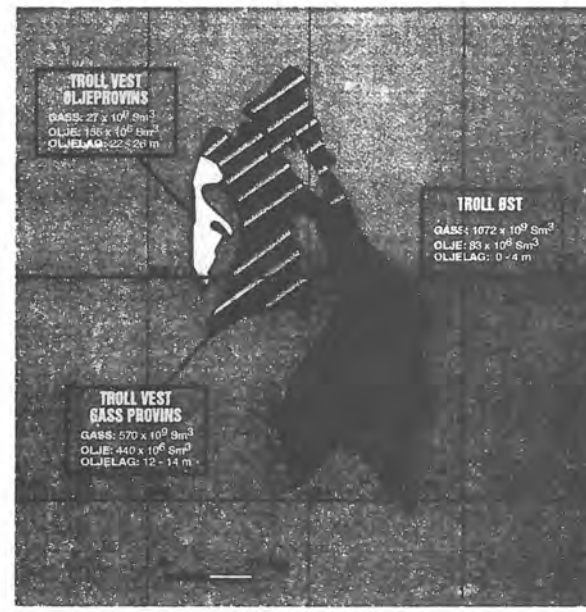
I avsnittet "Bergmekaniske prosjekter" er det hovedsaklig prosjekter som er utført ved IKU Petroleumsforskning as som er gjengitt. Likelydende forespørsler ble rettet til både IKU Petroleumsforskning as og Norges Geotekniske Institutt, men svar fra sistnevnte ble ikke mottatt før fristen for innlevering av manuskript løp ut.

REFERANSER

- Chin, L. Y. and Boade, R. R. (1990). "Full-field, 3-D, finite-element subsidence model for Ekofisk". Proc. of Third North Sea Chalk Symposium, Copenhagen 11-12 June 1990, Published by the Norwegian Petroleum Directorate.
- Dagens Næringsliv fredag 9. oktober 1992, side 4.
- Elf LINK Nr. 2. Aug. (1992). "Nye utfordringer i Nordsjøen". Elf Aquitaine, Stavanger, pp. 7 - 9.
- Fjær, E., Holt, R.M., Horsrud, P., Raaen, A.M. og Risnes, R. (1992). "Petroleum related rock mechanics". In.: Chilingarian (Ed.) Developments in petroleum science 33, Elsevier, Amsterdam, 338 p.
- Statusrapporter fra IKU Petroleumsforskning as

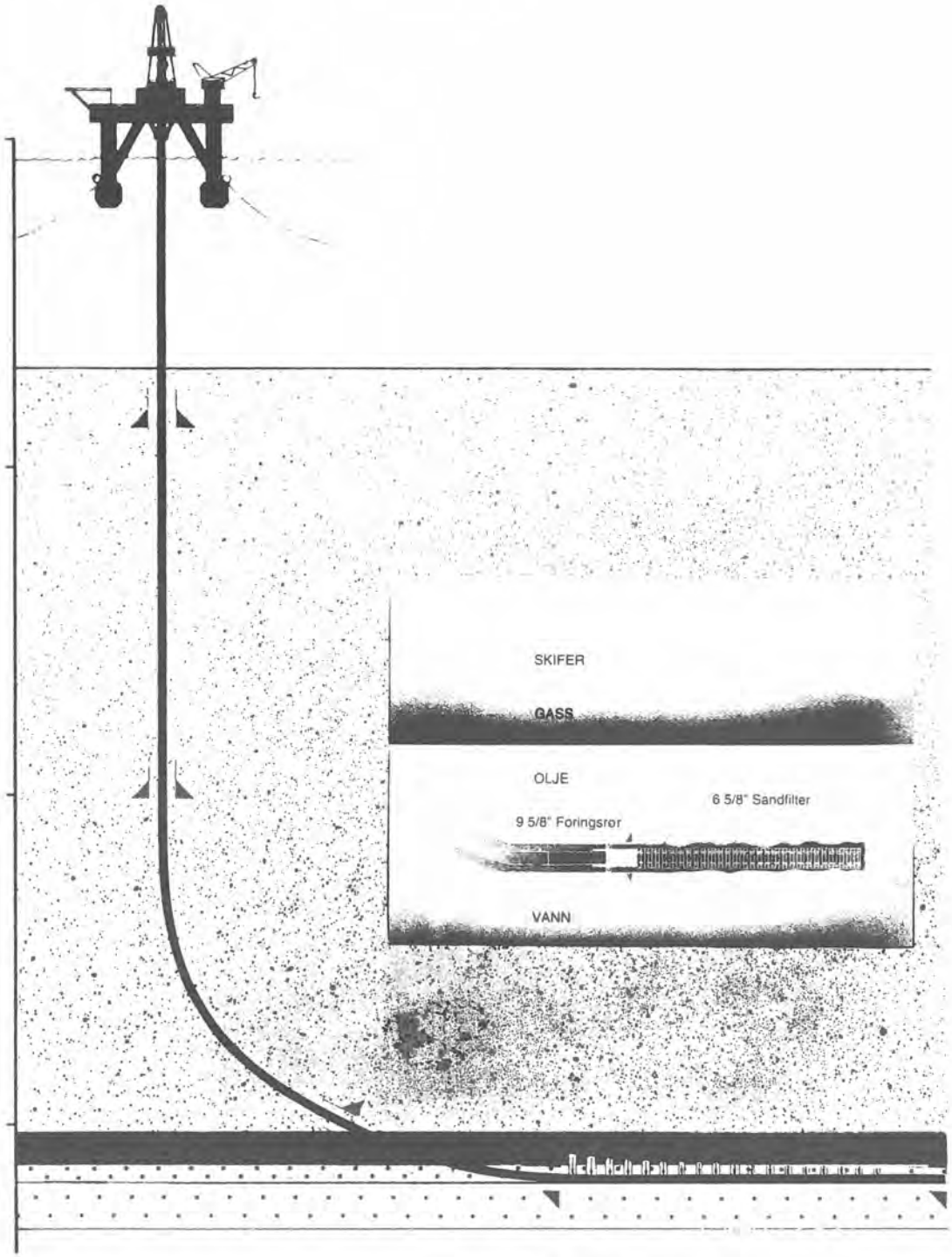


Lokalisering av Trollfeltet.

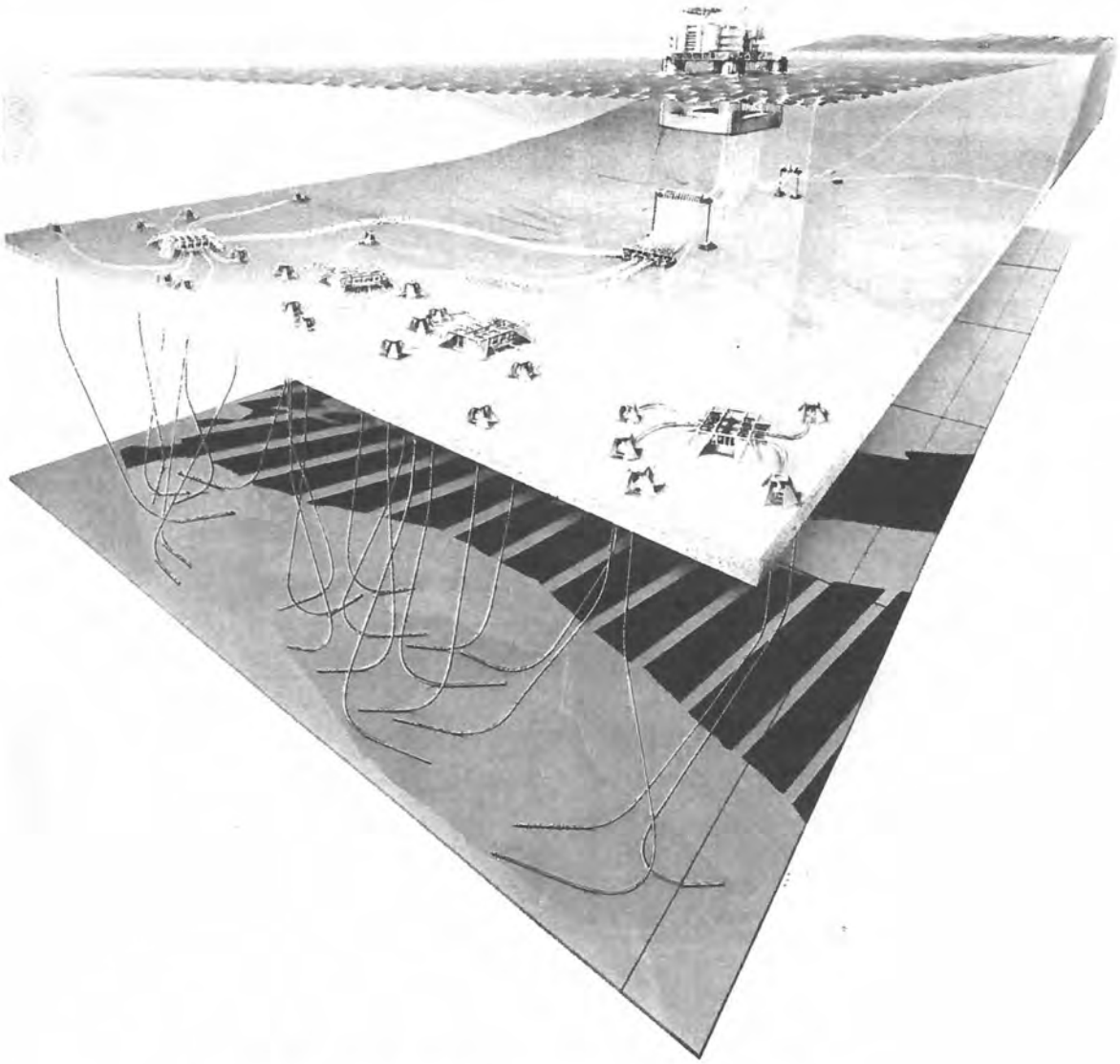


Ressursene i Trollfeltet.

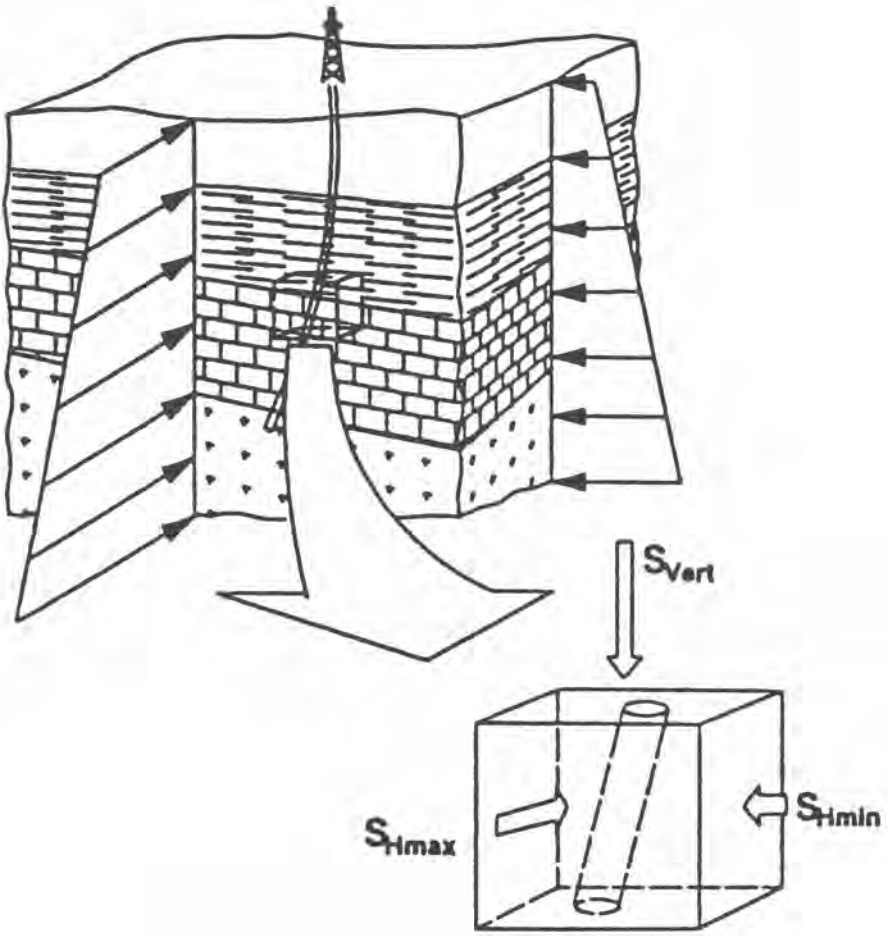
Figur 1 Troll Vest Oljeprovins



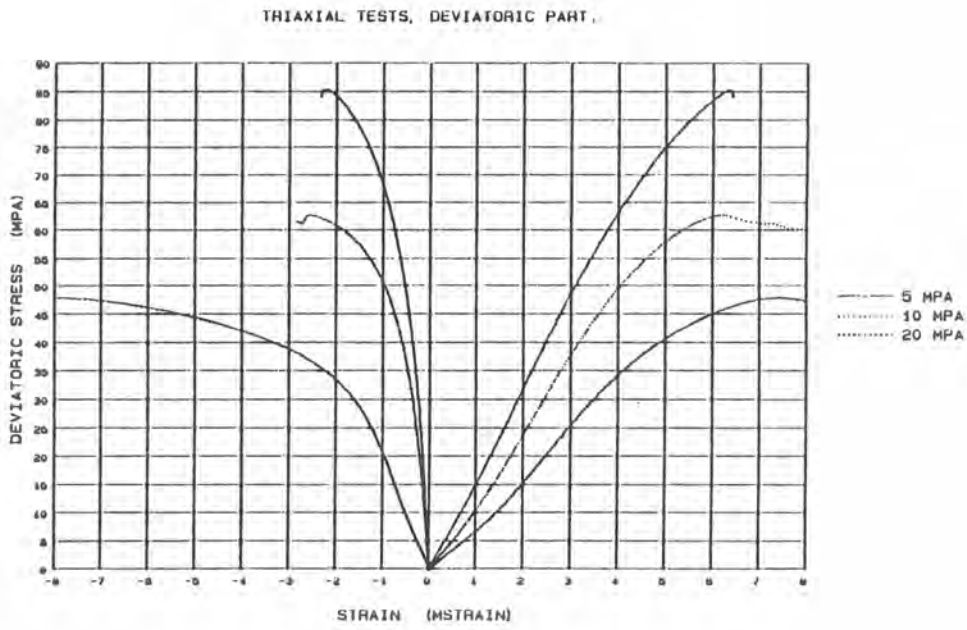
Figur 2 Utforming av horisontalbrønn på Troll Vest Oljeprovins



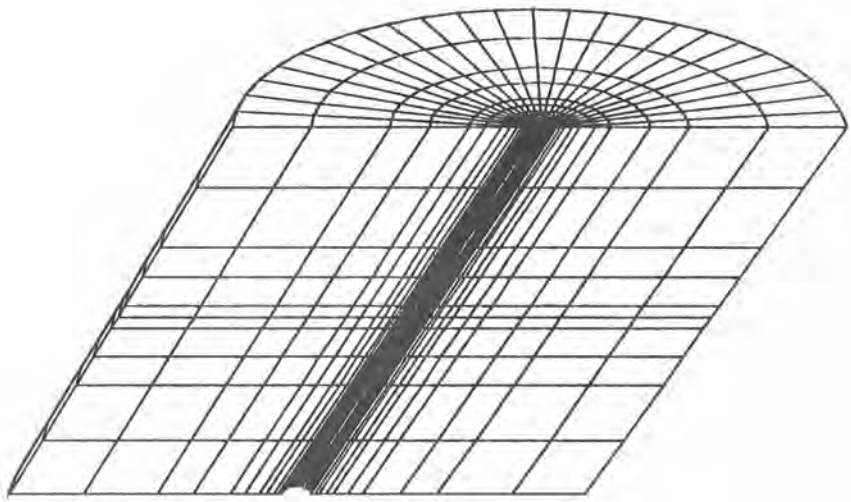
Figur 3 Troll Vest Oljeprovins - brønnlayout



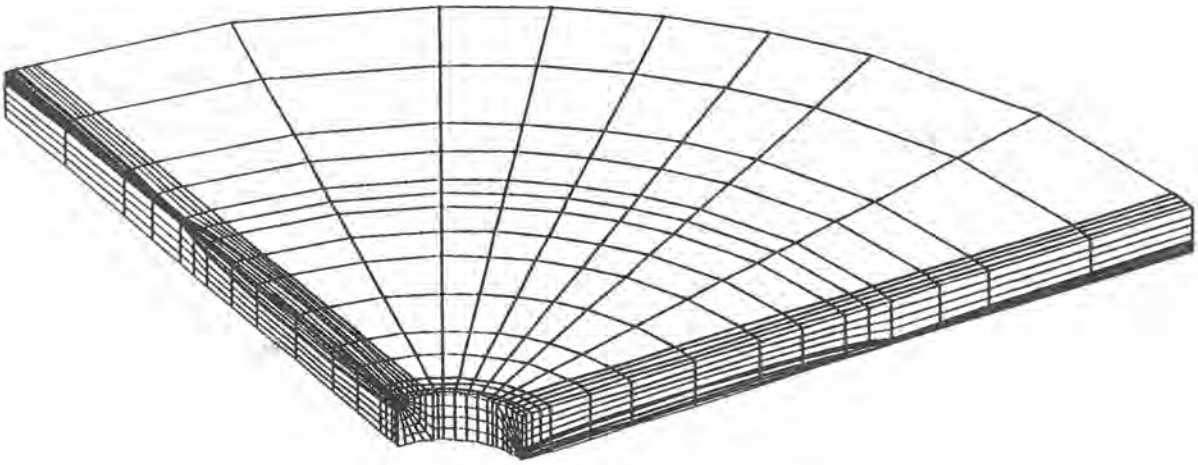
Figur 4. Brønnbane og randbetingelser.



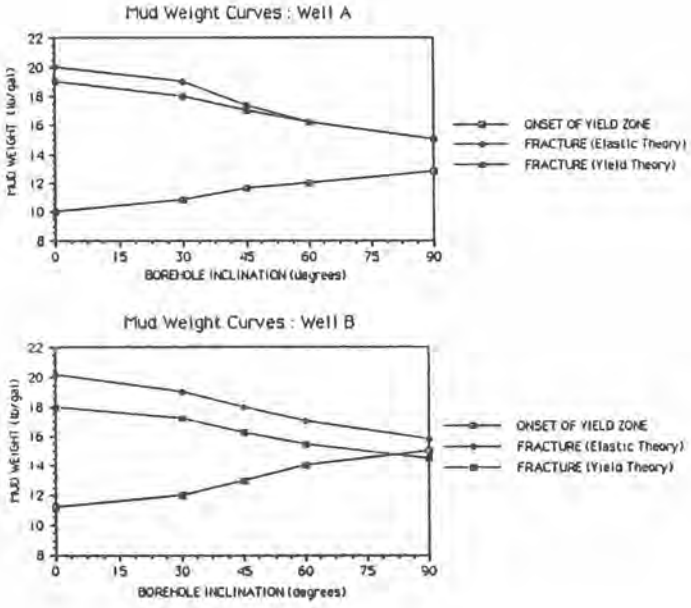
Figur 5. Triaksialdata som inngangsparametre.



Figur 6. Tredimensjonal modell for undersøkelse av borehullsstabilitet.



Figur 7. Tredimensjonal modell for undersøkelse av perforeringsstabilitet.



Figur 8. Stabilitet av brønner som funksjon av boreslamvekt og borehullavvik.

Kjernebaserte metoder for bestemmelse av in situ spenninger, med hovedvekt på ASR

Core based methods for the determination of in situ stresses, with main emphasis on ASR

Arne Marius Raaen
Statoils Forskningssenter
Trondheim

Sammendrag

Kjennskap til in situ spenninger er viktige innen for flere områder i olje- og gassproduksjon, fra borehullstabilitet, sandproduksjon og hydraulisk frakturering, til mer globale forhold som prefererte strømningsretninger i reservoaret.

Både orientering og størrelse av in situ spenningene er av betydning. Det finnes ingen gode direkte metoder for måling av spenningene, slik at en er nødt til å bruke indirekte metoder av varierende kvalitet.

Artikkelen gir en kort oversikt over de mest aktuelle kjernebaserte metodene, med hovedvekt på ASR (anelastic strain recovery) metoden. Dette er en metode som hovedsakelig har vært brukt til å bestemme *orienteringen* av in situ spenningene. Metoden baserer seg på at den anelastiske deformasjonen som finner sted i en kjerne etter spenningsavlastning, er et mål for in situ spenningssituasjonen. Metoden er relativt usikker, og bør helst anvendes sammen med andre komplementære metoder.

Abstract

The knowledge og in situ stresses is important for several applications in the petroleum industry, from borehole stability, sand production and hydraulic fracturing to global aspects like preferred drainage directions in the reservoir.

This paper gives a short overview of the most relevant core based methods for stress determination, with main emphasis on the ASR (anelastic strain recovery) method. The main application of this method is the determination of the *orientation* of the horisontal in situ stresses. The method is relatively uncertain, and should preferrably be applied in conjunction with other methods.

1 Introduksjon

1.1 Hva er in situ spenninger

Olje og gass produseres i Nordsjøen fra dyp på vel 1500m eller mer. Pga vekten av de overliggende lag, er bergartene derfor utsatt for en betydelig vertikal spenning. Denne vertikale spenningen induserer horisontale spenninger. Når en ser bort fra tektoniske komponenter, kan med en forenklet elastisk beregning finne at de horisontale spenningene er gitt ved (Se f.eks. Fjær *et al.*, 1992)

$$\sigma_h = \sigma_H = \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_v$$

Her er σ_h og σ_H minste og største horisontale spenning, σ_v er vertikal spenningen, og ν er Poissons's forhold. Formelen forutsetter at bergarten kompakteres uten å kunne deformere seg horisontalt, og at Poisson's forhold ν er konstant under prosessen. Formelen er derfor av begrenset verdi for praktiske formål, noe som ikke har hindret at den har vært flittig brukt.

I praksis må tektoniske bidrag til spenningene inkluderes, slik at den forenklede regnemodellen ikke er anvendbar. Dette har som konsekvens at

- Det horisontale spenningsfeltet er *anisotropt*, dvs at de to horisontale hovedspenninger har ulik størrelse.
- Sikre beregningsmodeller er ikke tilgjengelig, slik at in situ spenningene må finnes fra målinger.

1.2 Hvorfor er in situ spenninger viktige

Størrelse og retning på in situ spenningene er av betydning for en rekke problemer innen oljeboring og produksjon. Vi nevner her

- Stabilitet av borehull
- Stabilitet av produksjons-kaviteter (perforeringer)
- Hydraulisk frakturering
- Kompaksjon og innsynkning
- Prefererte dreneringsretninger

Stabiliteten av et vertikalt hull avhenger bl.a. av spenningenes størrelse. Ved avvikshull vil også orienteringen av hullretningen relativt orienteringen av spenningsfeltet være av betydning. Det er også vist at orientering av produksjonsperforeringene relativt spenningsfeltet kan være viktig.

METODE			INFORMASJON OM	
			orientering	størrelse
Kjernebasert	deformasjon	ASR	+	(+)
		DSCA	+	
		termisk utvidelse	+	
	akustikk	p-bølger	+	
		s-bølger	+	
		akustisk emisjon		+
Loggbasert	breakouts		+	
Brønntester	hydraulisk frakturering			+

Tabell 1: Metoder for spenningsbestemmelse

Spenningsfeltet er av betydning for orienteringen av mikro-sprekker i bergartene. Preferert orientering av mikro-sprekkene er normalt på minste hovedspenning, som vanligvis er en horisontal spenning. De orienterte mikro-sprekkene vil kunne føre til en retningsavhengig permeabilitet i reservoaret. Dette har betydning for dreneringen av reservoaret, og for fordeling av injisert vann e.l. I prinsipp kan derfor spenningsfeltet være av betydning allerede i planleggingsfasen av et felt, for plassering av produsent- og injektor brønner relativt hverandre.

2 Metoder for bestemmelse av in situ spenninger

Det finns ingen metoder som enkelt måler størrelse og retning på in situ spenningsfeltet direkte. En er derfor avhengig av å bruke indirekte metoder, som hver for seg ofte er av tvilsom kvalitet. Av denne grunn, er en lang rekke metoder i bruk. Noen av disse gir informasjon om orientering, mens andre gir informasjon om størrelser. Tabell 1 oppsummerer en del metoder som har vært brukt.

2.1 Loggbaserte metoder og brønntester

Vi skal i denne artikkelen konsentrere oss om kjernebaserte metoder, og skisserer derfor de andre metodene svært kort.

Det er vanlig med delvis bergmekanisk sammenbrudd av borehull. Dette fører til at borehullets diameter blir forlenget i retning minste horisontale hovedspenning, ved dannelse av såkalte break-outs. Denne deformasjonen av hullet kan registeres med en orientert flerarmet kaliper-logg. Ved en grundig analyse av andre mulige kilder til ovalisering av borehullet, kan en fra en slik logg bestemme orienteringen av de horisontale hovedspenningene.

Informasjon om minste (og mye mer usikkert største) horisontale spenning kan finnes ved å øke trykket i brønnen slik at den fraktureres. Dette er klart den metode som gir størrelsen på minste horisontale spenning med størst sikkerhet.

2.2 Kjernebaserte metoder

Disse metodene baserer seg alle på at det under avlastningen av kjerne fra in situ forhold oppstår mikro-sprekker som reflekterer spenningsfeltet. Ved å benytte målemetoder som er følsomme for mikro-sprekkene i prøven, søker en så å fastlegge orienteringen for de horisontale hovedspenningene.

Metodene er altså *indirekte*: Det antas at spennings-situasjonen prøven har vært utsatt for, har gitt den en fysisk tilstand (som vi kan se på som en fordeling av mikrosprekker). En søker så å måle denne, og analysere dataene med tanke på å utelukke andre mulige mekanismer som kan gi samme respons, for så å kunne trekke konklusjoner om in situ spenningsfeltet.

2.2.1 Metoder basert på deformasjonsmålinger

Det finnes to hovedmetoder basert på deformasjonsmålinger for bestemmelse av spenningsorienteringer. Anelastic Strain Recovery (ASR), baserer seg på måling av den anelastiske tøyning en kjerne viser umiddelbart etter at den er tatt opp fra hullet. ASR beskrives nærmere i avsnitt 3.

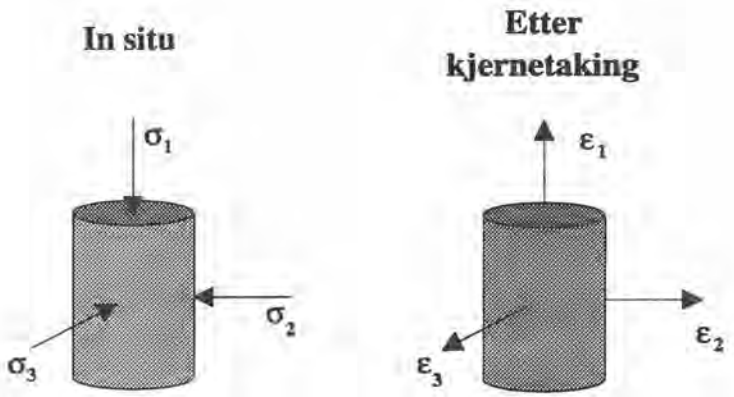
Den andre metoden, Differential Strain Curve Analysis (DSCA), baserer seg på måling av tøyninger når prøven lastes opp mot det spenningsnivå den var utsatt for in situ . Denne metoden kan derfor brukes på eldre kjerner, men det er rapportert at effekten blir mindre og vanskeligere å tolke på kjerner som er eldre enn noen måneder (Lacy, 1984).

En tredje metode som har vært vurdert, er måling av anisotropi i termisk utvidelse (Lacy, 1984). Denne metoden virker også best på relativt nye kjerner.

2.2.2 Metoder basert på akustiske målinger

De akustiske metodene kan deles i to hovedgrupper. Måling av akustiske *hastigheter* som funksjon av retning kan gi informasjon om orienteringen av spenningsfeltet. Det er mulig å benytte både p- og s-bølger, men den sikreste metoden er å bruke s-bølger hvor forplantningsretningen holdes konstant, mens polarisasjonen for bølgene varieres. Hvis prøven er anisotrop, vil en da kunne observere *skjærbølgesplitting*, som gir informasjon om orienteringen av spenningsfeltet.

Ved måling av akustisk *emisjon*, dvs de akustiske signaler som genereres spontant i prøven når den utsettes for en ytre spenning, vil den såkalte Kaiser-effekten kunne gi informasjon om in situ spenningsnivået. Kaiser-effekten består i at et materiales akustiske emisjon øker betraktelig når spenningsnivået overstiger den verdi prøven tidligere har vært utsatt for.



Figur 1: Prinsipp for ASR. Til venstre en kjerne før utboring, utsatt for in situ spenningsfeltet. Til høyre deformasjoner etter at kjernen er utboret.

3 Anelastic strain recovery (ASR)

3.1 Prinsipp for ASR

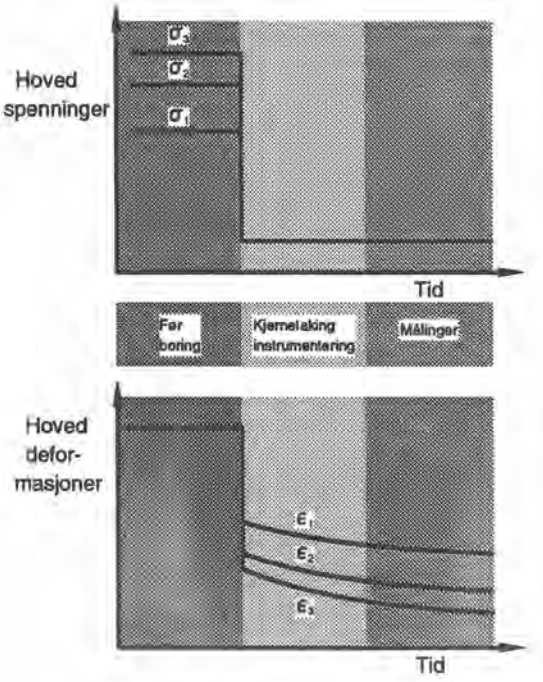
Figur 1 viser skjematisk en kjerne før og etter at den er boret ut. Før den er boret ut, er den utsatt for et spenningsfelt, gitt ved de tre hovedspenningene $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Ved utboringen og transport av kjernen til overflaten, avlastes disse spenningene. Dette resulterer i deformasjon av kjernen, ved en instantan elastisk respons og en forsinket anelastisk respons.

Figur 2 viser tidsforløpet av spenningene og deformasjonene. Avlastnings-prosessen er forenklet antatt å skje instantant. Dette er kun en tilnærmelse, idet avlastningen fra den anisotrope in situ spennings-situasjonen til en isotrop spenningssituasjon gitt av vekten av slamkolonnen i hullet skjer raskt, mens den videre avlastning til atmosfærisk trykk skjer over flere timer mens kjernen trekkes ut av hullet.

Som vist på figuren, er det naturlig å dele tidsforløpet i tre:

- Tiden fram til utboring, hvor kjernen er utsatt for in situ spennigsfeltet.
- Tiden mens kjernen bringes ut fra hullet og blir instrumentert. Den anelastiske responsen starter umiddelbart i denne fasen, som normalt vil vare 5 - 10 timer.
- Tiden mens målingene utføres, typisk 10-40 timer.

Det framgår av figuren, at mye av den anelastiske responsen skjer men kjernen ennå



Figur 2: Forenklet tidsforløp for spenninger og deformasjoner i et ASR-eksperiment

er i hullet. Det der derfor viktig at kjernen kommer raskest mulig ut av hullet, slik at målingene får med seg så mye av det interessante forløpet som mulig.

3.2 ASR-målinger

Ved ASR-målingene, ønsker en å finne hoved-tøyningene og deres orientering. Da det er 3 hoved-tøyninger, og det trengs 3 parametre for å fastlegge deres orientering, trengs generelt deformasjons-målinger i 6 uavhengige retninger. For kvalitets-sikring vil det være ønskelig med ytterligere målinger.

I en vertikal brønn kan en med rimelighet anta at en av hovedretningene er vertikal. Det betyr at 2 av orienteringsparametrene kan antas kjent, slik at det er tilstrekkelig med 4 uavhengige målinger. Det er dette som er den mest vanlige prosedyren for ASR-målinger.

Hvis en er fornøyd med å bestemme orienteringen av hovedtøyningene i det horisontale plan, kan en for en vertikal brønn nøye seg med 3 målinger i det horisontale planet. Disse kan naturligvis med fordel suppleres med en fjerde måling i planet for

kvalitets-sikring.

3.3 Tolkning av ASR-data

Ved ASR måles de anelastiske deformasjonene, mens målet med metoden er å bestemme in situ spenningsretningene. Det er derfor nødvendig å ha en modell for hvordan sammenhengen er mellom deformasjonene og spenningene. Det er her nødvendig å gjøre forenklende antagelser.

Det er vanlig å anta at hovedretningene for deformasjon og spenning er de samme. Det betyr at orienteringen av spenningsfeltet er gitt direkte fra ASR-målingene, slik at en uten videre finner orienteringen av største og minste horisontale hovedspenning.

Ved bruk av viskoelastiske modeller (Blanton, 1983, Warpinski og Teufel, 1986, se også Fjær *et al.*, 1992, for en oversikt), er det gjort forsøk på å bruke ASR data til å si noe om størrelsen på de horisontale spenningene. Prinsippet er da at en antar den vertikale spenningen gitt (ved vekten av de overliggende lag), og bruker den til å kalibrere modellen.

3.4 Feilkilder

Feilkilden ved ASR er mange, både når det gjelder selve målingene og tolkningen av dem. Vi nevner her kort

- Inhomogenitet i prøven. Dette kan medføre at deformasjone-målingene ikke er representative for tøyningstensoren, slik at en ikke får bestemt orienteringen av hovedretningene for tøyning korrekt.
- Anisotropi i prøven. Dette kan medføre at antagelsen om sammenfallende hovedakser for spenning og tøyning ikke er korrekt.
- Det er også flere måletekniske feilkilder
  - Temperatur-stabilitet. For å unngå effekter fra termisk utvidelse av prøven, må temperaturen under forsøket stabiliseres. Det vil imidlertid ikke være mulig å treffe prøvetemperaturen perfekt, slik at det vil bli en transient i starten som kan maskere viktige data.
  - Uttørring av prøven. Ved uttørring av prøven, vil volumet endres. En søker å minimalisere denne effekten ved å forsegle prøven, men den er likevel en feilkilde som må regnes med.

Alt i alt er feilkildene så mange, at det er nødvendig at en erfaren person gjør en grundig vurdering av dataene før en eventuell konklusjon om spenningsfeltet trekkes.

4 Konklusjon

Jeg har gitt en oversikt over metoder for bestemmelse av in situ spenninger, med hovedvekt på kjernebaserte metoder og spesielt ASR. Det er et fellestrekk ved metodene at de er indirekte, og beheftet med betydelige usikkerheter. Ved forsøk på bestemmelse av in situ spenningene, er det derfor viktig å benytte flere metoder som holdes opp mot hverandre, samt kjennskap til regionale forhold.

5 Referanser

Blanton, T L, 1983: The relation between recovery deformation and in situ stress magnitudes from anelastic strain recovery of core. SPE/DOE 11624, SPE/DOE Symp on low permeability, Denver, March 14-16

Fjær, E, Holt, R M, Horsrud, P, Raaen, A M, Risnes, R, 1992: Petroleum Related Rock Mechanics. Elsevier, Amsterdam.

Lacy, L L, 1984: Comparison of Hydraulic Fracture Orientation Techniques. SPE 13225, 59th Annual Technology Conference and Exhibiton, Houston, Texas, September 16-19.

Warpinski, N R og Teufel, L W, 1986: A viscoelastic consitutive model for determining in situ stress magnitudes from anelastic strain recovery of core, SPE 15368, 61st SPE Annual Technical Conference and Exhibition, New Orleans, October 5-8.

OMBYGGING AV SÅHEIM KRAFTVERK, RJUKAN
KOMPLISERTE SPENNINGSFORHOLD I HØY DALSIDE

RECONSTRUCTION OF SÅHEIM HYDROPOWER PLANT, RJUKAN, NORWAY
COMPLICATED ROCK STRESS SITUATION

Sivilingeniør Reidar S. Kjølberg, Berdal Strømme a.s.

SAMMENDRAG

Såheim kraftverk på Rjukan, som har vært i drift siden 1916, er under ombygging og modernisering. Gamle frittliggende stålrør i gruntliggende, råsprengte sjakter skal erstattes av en jevnt stigende, uforet trykktunnel med et innstøpt trykkrør nærmest stasjonen. Ut fra vanlig anvendte dimensjoneringskriterier skulle det være mulig å forkorte den opprinnelig prosjekterte trykkrørlengde. Bergartsforholdene varierte med uregelmessig veksling mellom flere bergarter. Spenningsmålinger i tverrslagstunnelen viste imidlertid lavere spenningsnivå i fjellet enn hva som var ventet. Dertil var fjellet, som her består av en rødlig kvartsitt, svært oppsprukket. Etter flere målinger stadig dypere inn i massivet, ble tilfredsstillende spenninger først registrert etter at tunnelen var drevet inn i en adskillig mindre oppsprukket grønnstein.

Oppsprekkingen ytterst tolkes som strekkbruddsprekker da tunnelen her drives inn i den del av dalsiden som har størst strekkspenninger, samtidig har bergartene i denne sonen ugunstige og forskjellige deformasjonsegenskaper.

SUMMARY

Såheim hydropower plant is located at Rjukan, Norway. Reconstruction and modernization of the power plant, which originally was put into operation in 1916, involve blasting of an 1320 metres long pressure tunnel climbing from the power station area to be connected to the existing headrace tunnel at en elevation of 250 metres above the power station. From a sandtrap at the lower end of the pressure tunnel, a steelpipe fully concreted in a tunnel will lead the water to the power station.

For location of the cone and determination of the steelpipe length, hydraulic fracturing tests in the adit tunnel were performed. The results show low stresses even at depths where higher stress values had been expected. The actual area is located at the lower part of the valley side where the tension stresses are at a maximum level. The rock distribution in the area is very irregular with rocks of very different deformation properties and this may be the reason for the unusual rock stress distribution.

INNLEDNING

Såheim kraftverk eies av Norsk Hydro. Kraftverket ble bygget ferdig i 1916 og var et ledd i den fantastiske industrireisingen som fant sted i denne lille fjellbygden i begynnelsen av vårt århundre.

To kraftverk ble den gang bygget under Rjukanfossen, øverst legendariske Vemork kraftverk og med Såheim kraftverk nedenfor. Undervannet fra Vemork kraftverk blir tatt inn i en vel 5,5 km, nær horisontal tilløpstunnel til Såheim kraftverk. Tunnelen går parallelt den steile dalsiden på sydsiden av dalen, og fra et fordelingsbasseng i nedstrøms ende av tunnelen blir vannet tatt inn i 9 stålrør som ligger fritt i 3 gruntliggende, parallelle råsprengte sjakter ned til kraftstasjonen i dagen. Total fallhøyde er 275 m. Derpå avløp ut i elven Måna. Figur 1.

Kraftverket har vært i drift siden starten i 1916 og en ombygging og modernisering av kraftverket er nå igangsatt. Særlig de gamle trykkrørene er etterhvert blitt modne for utskiftning.

Ombyggingen omfatter foruten maskinmessige arbeider i selve kraftstasjonen, driving av en ny råsprengt trykktunnel fra kraftstasjonsområdet med stigning på 1:6 til sammenkobling med den gamle tilløpstunnelen som fra koblingspunktet skal utvides fra 32,5 m^2 til 65 m^2 tverrsnitt. Den nye trykktunnelen blir 1.320 m lang og får et tverrsnitt på 50 m^2. Fra et sandfang i nedstrøms ende av trykktunnelen og ut til stasjonen blir det en rørtunnel med innstøpt stålrør med 290 meters lengde. Adkomst til sandfanget skjer gjennom en tverrslagstunnel fra stasjonsområdet.

Tunnelarbeidet, som utføres av AF Spesialprosjekt, startet høsten 91, og trykktunnelen er pr. medio oktober 92 drevet ca. 965 m.

Anleggsarbeidene planlegges ferdige høsten 94.

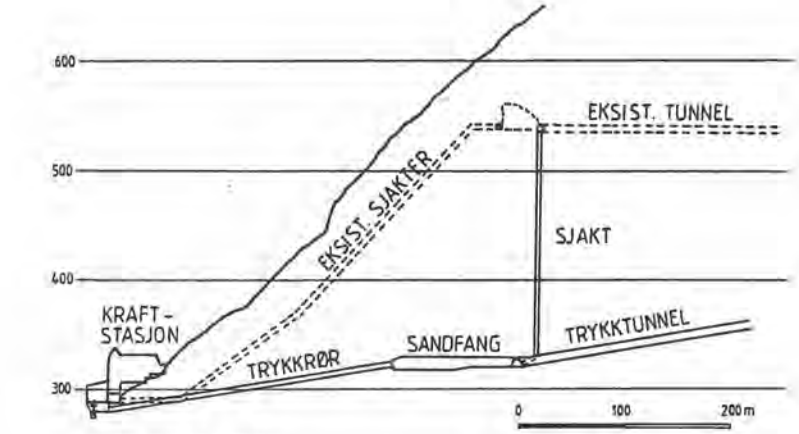
GEOLOGI

Anleggsområdet ligger geologisk sett i de såkalte Vemork- og Tuddalformasjonene innenfor Rjukangruppen som igjen er en del av Telemark-feltet. Bergartene i Rjukan-gruppen består av grunnfjell med sannsynlig alder 1,0 - 1,3 milliarder år. En grov geologisk oversikt er vist på fig. 2.

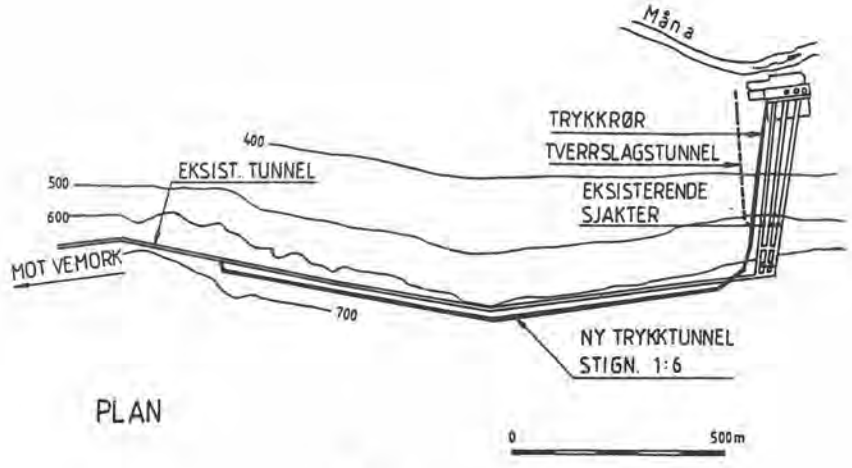
Bergartene i anleggsområdet (Vemork- og Tuddal-formasjonene) er opprinnelige lavabergarter og tuffer som er omdannet til grønnstein og ulike typer gneiser. I tillegg til disse opptrer soner med kvartsrike, opprinnelig sedimentære bergarter, lokalt også konglomerater. I det hele tatt er bergartsfordelingen meget uoversiktlig med uregelmessige vekslinger mellom de forskjellige bergartstyper.

Dalsiden er steil med ca. 35 - 40° stigning fra dalbunnen på ca. kote 300 opp til et platå på ca. kote 950 - 1000. Foruten noen mindre topper opp mot 1.300 m, reiser Gaustatoppen seg med sine 1.881 m ca. 4 km sydøst for kraftstasjonen.

Under slike topografiske forhold var en del bergspennignsytringer ventet.



LENGDESNITT



PLAN

Fig.1

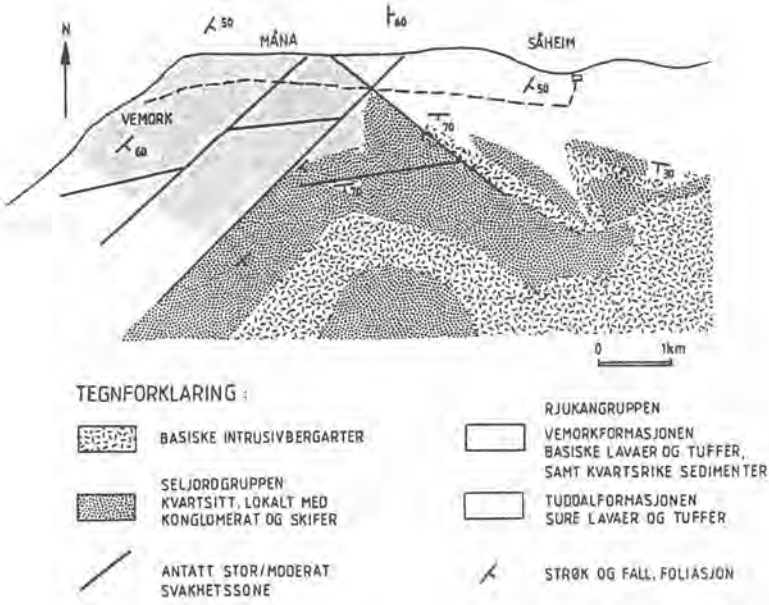


Fig. 2: Geologisk oversikt

MÅLING AV BERGSPENNINGER

Figur 1 og 3 viser en ca. 320 m lang tverrslagstunnel med relativt dyptliggende rørkonus og betongpropp. Her er fjelloverdekningen normalt dalsiden ca. 70 % av trykkhøyden. En analyse etter de endelige element-diagrammer som vanligvis nyttes, viste at proppen skulle kunne flyttes utover med betydelig kortere stålrør som følge, figur 3. Imidlertid måtte spenningsmålinger i form av hydrauliske splitteforsøk utføres for å verifisere at spenningene i berget var store nok ved en plassering lenger ute.

Første måling ble foretatt i adkomsttunnelen da denne var drevet 145 m inn fra påhugget. Det ble foretatt måling i 3 borehull. I to av hullene var det pga. lekkasjer i fjellet ikke umulig å få noen trykkoppbygning i det hele tatt, mens det i det 3. hullet ble målt et lukketrykk på ca. 29 bar etter oppjekking av en eksisterende sprekk. Lekkasjeproblemene hadde sammenheng med en markert steil oppsprekking på tvers av tunnelen, dvs. strøk parallelt dalsiden. Det målte lukketrykk i det tredje hullet var for så vidt høyt nok (vanntrykk ca. 25 bar), men med kun én pålitelig måling, ble det besluttet å drive videre og å måle på nytt lenger inne.

Neste måling ble foretatt med stuffen drevet til pel 188, 5 hull ble testet. Også her mislykkes ett hull pga. lekkasje. Den nevnte oppsprekking var fremdeles markert. Videre viste 2 hull lukketrykk på 31 og 35 bar, mens de to siste hull hadde lukketrykk på henholdsvis 17 og 20 bar. Med et slikt resultat måtte tunnelen drives videre til tross for at overdekningen ifølge modelldiagrammet skulle være stor nok.

Bergartstypen, en kvartsittisk bergart, og oppsprekkingsforholdene var stadig de samme som var registrert helt fra påhugget.

Tredje måleomgang ble foretatt ved pel 240. Tre hull ble testet. Igjen var spenningene lave, 18 - 22 bar. Heller ikke etter denne måling kunne vi anbefale å korte ned på stålforingen. Bergart og oppsprekkingsforhold uforandret.

Tunnelen ble så drevet videre til pel 300, 5 hull ble testet. Fremdeles lekkasjeproblemer, 3 hull ble av den grunn mislykket, mens de 2 siste ga laveste lukketrykkverdier på henholdsvis 21 og 22 bar. Fremdeles for lav spenning.

Tunnelen ble nå drevet til pel ca. 340. Bergartstypen skiftet i dette område. Fra den sprø kvartsitt ble tunnelen drevet inn i grønnstein, en bergart som erfaringsmessig har helt andre elastiske egenskaper. Den markerte, vertikale oppsprekking på tvers opphørte, og tunnelen kom inn i betydelig mindre oppsprukket fjell. For 5. gang ble det igjen foretatt vannpressingsforsøk i borhull. Det ble anvendt utstyr med doble pakkere slik at målinger kunne foretas i forskjellige dyp i hullene.

Bortsett fra 2 hull hvor det var lekkasjeproblemer med pakkerne, viste nå målingene i de øvrige hull lukketrykk i området 32 - 65 bar.

Tverrslagstunnelen ble etter dette svinget mot venstre for å komme inn til trykktunneltraséen for etablering av sandfang og videre drift av råsprengt trykktunnel oppover. Dermed var konusens plassering fastlagt. Etter dennes beliggenhet vil stålrøret få en lengde på ca. 290 m. En forkorting av stålrøret, som man ventet hadde vært mulig ut fra de overdekningskriterier som er vanlig å anvende i slike situasjoner, ble det altså ikke mulig å foreta.

MULIG ÅRSAKSSAMMENHENG

Årsaken til de unormale spenningsforhold som målt i ytre del av bergmassivet ved Såheim kraftverk, må sannsynligvis ses i sammenheng med både bergartsfordeling og spenningsforhold. Som beskrevet i foregående kapittel, var fjellet i de ytre ca. 300 m av tverrslagstunnelen meget oppsprukket av steile sprekker med strøk parallelt dalsiden. Sprekkenes åpne karakter tyder på at dette kan være strekkbruddsprekker.

Før anleggsdriften startet, ble fjellforholdene i de eksisterende rørsjakter kartlagt. Selv om sprekker med den omtalte retning også her ble registrert, var intensiteten av sprekkene langt mindre og berget totalt sett betydelig mindre oppsprukket enn i adkomsttunnelen som ligger lavere og går dypere inn i massivet.

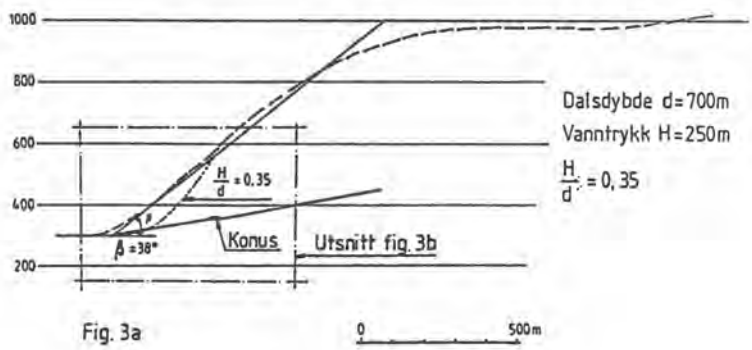

1000
800
600
400
200
H/d = 0.35
β
β = 38°
Konus
Utsnitt fig. 3b
Dalsdybde d=700m
Vanntrykk H=250m
H/d = 0,35
0
500m

Fig. 3a

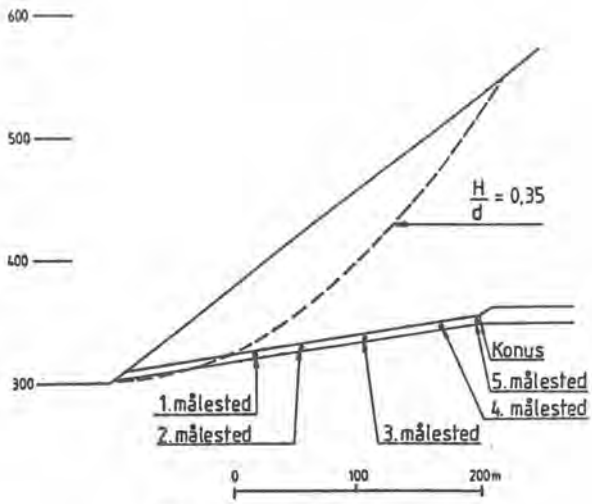
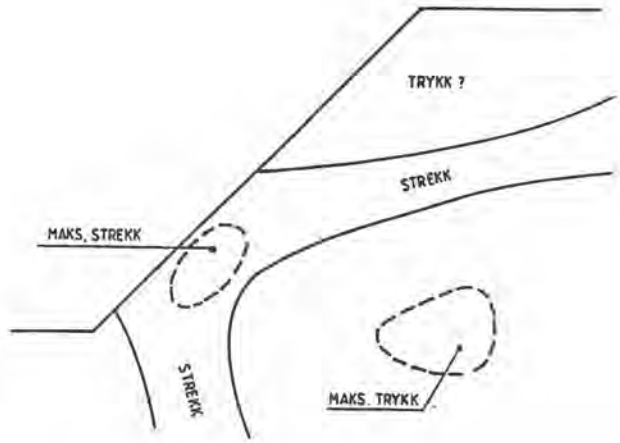

600
500
400
300
H/d = 0,35
Konus
5. målested
4. målested
1. målested
2. målested
3. målested
0
100
200m

Fig. 3b



Fordeling av minste hovedspenning i en dalside (etter Scheiblauer).

Fig. 4

Figur 4 viser spenningsfordelingen i en dalside. Som det fremgår her, opptrer de maksimale strekkspenninger nederst i dalsiden, mens det dypere inne og høyere oppe er trykkspenninger. Det er derfor ikke usannsynlig at den intense oppsprekking i adkomsttunnelen er strekkbruddsprekker og at denne sprekkdannelse avtar høyere oppe i dalsiden.

Det er som beskrevet tydelig at bergartsfordelingen spiller en viss rolle. Forholdene er langt fra homogene med uregelmessig veksling mellom flere bergarter med forskjellige fysiske egenskaper. Således opphørte den intense oppsprekking, og spenningsnivået steg da tunnelen ble drevet fra den sprøe, kvartsrike bergart inn i grønnsteinspartiet som er betydelig mindre oppsprukket.

Sannsynligvis må årsaken søkes i en kombinasjon av disse forhold. I de mest strekkpåkjente partier av dalsiden består berget av en meget sprø bergartstype med deformasjonsegenskaper som har ført til stor oppsprekking og nedsatt spenningsnivå.

De dimensjoneringsdiagrammer, basert på endelig-element analyser vi vanligvis benytter ved beregning av plassering av tunneler og sjakter med vanntrykk, forutsetter like deformasjonsegenskaper i hele det aktuelle bergmassiv. Erfaringene fra Såheim kraftverk viser sannsynligvis at variasjoner i deformasjonsegenskaper i bergmassivet kan ha vesentlig betydning for plasseringen av de kritiske anleggsdeler og bør om mulig vies stor oppmerksomhet når slike beregninger foretas.

REFERANSE

R. Selmer Olsen: Alminnelig geologi og ingeniørgeologi, Tapir 1964

Konvergens- og spenningsmåling i Gruve 7, Svalbard

Displacement and rock stress monitoring, Mine no 7, Svalbard

Bergingeniør Stein Erik Hansen, SINTEF Bergteknikk
Bergingeniør Victor Isaksen, Store Norske Spitsbergen Kulkompani A/S

Sammendrag

Det er foretatt setningsmålinger og bergspenningsmålinger i forbindelse med rom og pilardrift i Gruve 7 på Svalbard. Her drives kontrollert pilarbryting ved en metode kalt pilarsplitting. Det har lykkes å øke utvinningen fra de gjenstående pilarene i feltet slik at total avbyggingsandel er omlag 70 %. Beregninger av pilarstyrke og pilarbelastning viser at sikkerheten mot brudd i pilarene ligger i overkant av 1. Setningsmålinger utført i 5 måleposisjoner viser at det hittil er oppstått setninger inne i det ferdig splittede området på omlag 200 mm, uten at hengen er gått i ras. Visuelle observasjoner bekrefter at pilarene langsomt går til brudd og hengen legger seg nedpå som en stor plate. De registrerte setningene er direkte påvirket av brytningsaktivitetene i området. Dette vil si at det observeres en akselererende trend i setningene i periodene under og like etter splittesekvensene, mens trenden er avtakende i mellomperiodene.

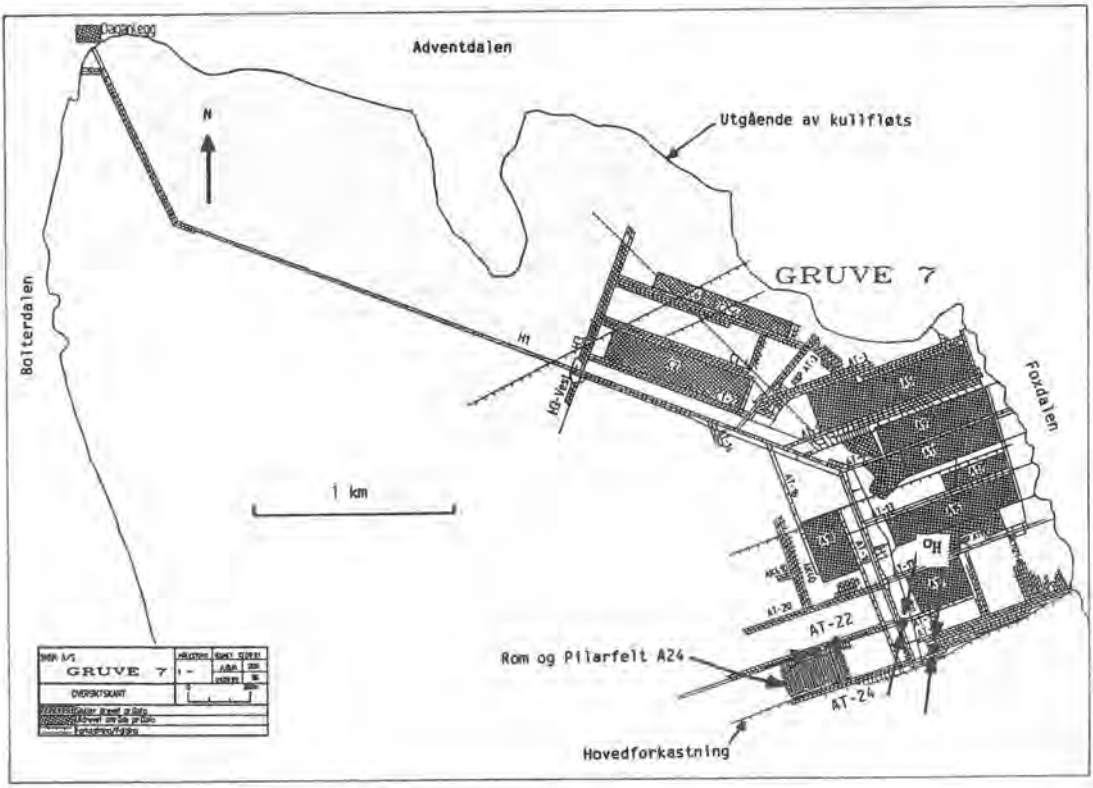
Summary

In connection with coal mining i a room and pillar area in Mine no 7, Svalbard deformation and rock stress measurements have been carried out. By controlled pillar extraction in the area, total recovery is increased to about 70 %. Calculations of pillar strength and pillar stress gives a safety factor against failure near 1. Rock deformations are measured in 5 locations, and total deformations are so far in excess of 200 mm. By visual observation it can also be seen that the pillars are yielding. Deformations can also directly be connected to the mining activity in the area. The rate of speed of deformations is highest in the periods with pillar extraction.

Innledning

Store Norske Spitsbergen Kulkompani A/S (SNSK A/S) driver i dag to kullgruver i Longyearbyen, Gruve 3 og Gruve 7. Gruve 7 ligger i fjellmasivet Breinosa omlag 15 km fra Longyearbyen, og er begrenset av Adventdalen i nord, Bolterdalen i vest og Foxdalen i øst, se oversiktskart i figur 1. Breinosa er delvis dekket av isbreen Foxfonna, og store deler av Gruve 7 ligger i permafrost. Undersøkelsesdrift startet i 1966 og det har vært produksjon siden 1972. Området har en midlere kullmektighet på 1.6 m, noe som tillater

mekanisert drift. Oppfaring og en del av produksjonen gjøres med Continuous Minere (CM), gruvemaskiner som ved hjelp av en mekanisk trommel kutter (freser) kullene løs. CM'ene kutter og laster kullet over på såkalte skyttelvogner (shuttle cars) som kjører fram til det permanente belteanlegget som sørger den videre transporten av kullet ut av gruva. Vanlig prosedyre ved oppfaring er at det drives tre parallelle stoller som hver oppfyller funksjonene for ventilasjon, personell- og kulltransport.



Figur 1. Oversiktkart over Gruve 7

Geologi

Gruve 7 ligger i en provins som består av umetamorfe sedimentbergarter og er avsatt i nedre tertiær, dvs. for omlag 63 mill. år siden. Kullfløtsen som drives på her er den såkalte Longyearfløtsen, som ligger midt i lagpakken med fløtser fra nedre tertiær. I gruveområdet har fløtsen stort sett siltstein/leirstein i ligg og sandstein i heng. Kullfløtsens strøk ligger stort sett NV-SØ. Fallet er 2° - 3° mot vest, mens i de østlige delene av gruva er fallet 5° - 6° mot NØ. Fløtsen har også en foldningsakse med tilnærmet samme retning som strøket. Forkastningene i gruva har en fremtredende NØ-SV retning. Utholdenhet og spranghøyde varierer sterkt, men har ikke vært så stor at driften har stoppet med unntak av den såkalte hovedforkastningen i øst. Spranghøyden er her omlag 8 m, og det er

utviklet en 20 cm bred leirrik knusningssone. Bergmassen over fløtsen er gjennomsatt av horisontale og vertikale sprekkesystemer. Permafrosten gjør at sprekkevann er frosset i store deler av gruva, og det er generelt lite vannproblemer.

Bergmekaniske forhold

Spenningsforholdene i Gruve 7 er kartlagt ved spenningsmålinger i 1983, 1989 og 1991. Målingene i 1983 og 1989 ble gjort for å bestemme horisontalspenningene, og resultatene viste spenningsverdier på mellom 2.3 og 3.3 MPa. Overdekningen over gruva er omlag 350 - 400 m, og de gravitativt betingede spenningskomponentene er omlag 0.8 MPa. Dette betyr at det eksisterer tektoniske spenninger i området. Orienteringen er slik at største horisontale spenning (σ_H) er tilnærmet parallell dalsiden. Dette er markert på oversiktskart, figur 1. Spenningsmålingene i 1991 ble i hovedsak utført for å finne pilarbelastningene i R&P A24. Det ble også her målt en betydelig horisontal komponent (3.0 MPa) som er orientert langs AT-22. De vertikale spenningene er i samsvar med de gravitativt betingede.

Det er også i flere omganger testet mekaniske egenskaper for heng, kull og ligg fra Gruve 7. Typiske verdier er vist i tabell 1.

Tabell 1. Materialegenskaper

Bergart	Trykkfasthet MPa	E-modul GPa	Poissons forhold
Hengberg	62.3	12.2	0.09
Kull	15.5	6.5	0.3
Liggberg	66.4	22.6	0.05

Heng og liggberg karakteriseres som middels sterke bergarter, mens kullet betegnes middels til svakt.

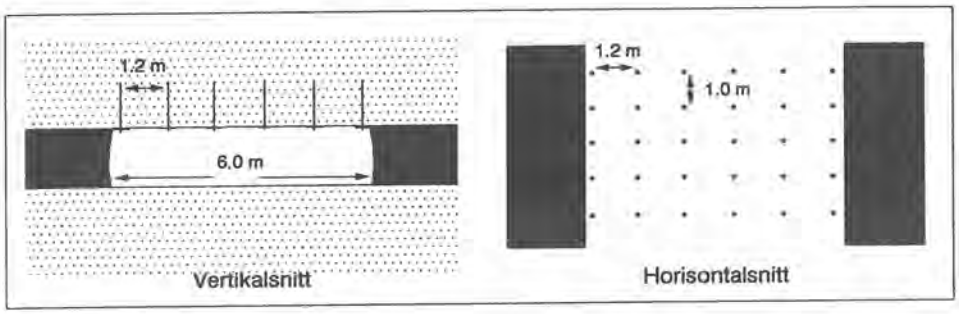
Brytningsopplegg generelt

Oppfaring for produksjon skjer ved at parallelle driftstverrslag drives ut fra hovedstollen. Driftstverrslagene består av tre parallelle stoller med tverrslag mellom, og får dermed i seg selv utseende som et rom og pilarsystem. Selve produksjonen foregår i området mellom driftstverrslagene, enten ved at det benyttes longwallbryting eller at området blir drevet som et rom og pilarsystem. Produksjonen starter vanligvis lengst fra og retirerer mot hovedstollen.

Bolting/sikring

Hengsikring i gruva utgjør en omfattende arbeidsoperasjon, og det skal ikke forekomme ferdsel under usikret heng. Bolteinstruksen for gruva sier at samtlige stoller og tverrslag skal boltes systematisk, og det skal ikke drives lengere fram enn maksimalt 1

maskinlengde (dvs. CM - lengde lik 11 m) før hengsikring utføres. Dette er også ivaretatt ved splitting, da det bare er maskinen som er under usikret heng. Boltemønster er vist i figur 2. Boltetetthet blir med dette opplegget 1 bolt pr. m² frilagt hengflate. Normalt skal det ikke brukes bolter kortere enn 1.2 m (4 fot), og det skal helst brukes limte kamstålbolter. Ved bruk av bolterigg blir hele boltelengden forankret med polyesterlim. Fjellband og evt. netting benyttes til sikring av forkastningskanter og ellers hvor det ansees nødvendig.

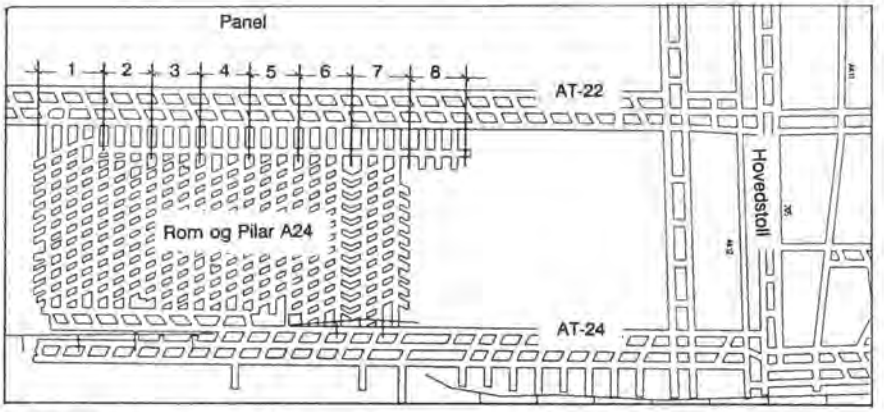


Figur 2. Boltemønster i Gruve 7.

Brytningsopplegg for splitting av pilarer

Splitting av pilarer er en ny driftsmetode for SNSK A/S. Hovedhensikten er å få ut mer kull fra rom og pilarfeltene samt å få redusert sikringsomfanget (dvs. hengboltingen). Ved regulær rom og pilardrift i kull ligger avbyggingsandelen på i størrelsesorden 50%, det vil si at i de gjensatte pilarene står omlag halvparten av kullet. I dette prosjektet produseres det kull fra de gjensatte pilarene i en kontrollert pilarrøving samtidig som drifta avsluttes i et panel.

Området for pilarsplitting ligger mellom driftstverrslagene AT-22 og AT-24 som vist på kartskisse, fig 3. Området har betegnelsen Rom og Pilar A24 og deles inn i paneler som tilredes og splittes. Splitting starter fra AT-24 siden og trekkes over mot AT-22. Hvert panel består av tre parallelle stoller med avlange pilarer mellom. Av driftsmessige årsaker drives det tverrslag mellom stollene allerede under oppfaringen. Pilarsplittingen foregår ved at det foretas kutt med fjernstyrt CM gjennom de avlange pilarene etter en nøye planlagt og på forhånd bestemt prosedyre. Det må også bemerkes at panel 1 ble drevet med 4 stoller, men denne driftsformen ble av praktiske grunner forlatt.



Figur 3. Rom og pilarfelt A24

Planlegging av feltet er gjort med bakgrunn i den såkalte "skattepliktig areal" - metoden. Med denne metoden dimensjoneres rom og pilarer ved å beregne belastning på- og styrken av pilarene. Dette er en funksjon av forholdet mellom gjensatt pilarareal og utdrevne rom. Med drift kun i den 1,4 m høye fløtsen blir følgelig pilarene bestående bare av kull. Kull er i utgangspunktet et svakt materiale, og testing av mekaniske egenskaper gir enakset trykkfasthet på omlag 15 MPa. Kull har også lav E-modul og relativt høyt tverrutvidelsestall.

SNSK A/S har foretatt beregningene for avbyggingsforhold på grunnlag av empiriske formler (fra Kaiser og Agapito).

Panel 1 er oppfart med senter avstand (c-c avstand) mellom stollene på 14 m og c - c avstand mellom tverrslagene på 22 m. Med en stollbredde på 6 m, gir dette en pilarstørrelse på 128 m². Dette er et vanlig oppfaringsmønster for Gruve 7, og er benyttet i oppstarten av A24.

Pilarstyrken S er beregnet etter flg. empiriske formel:

Pilarstyrke S = K(0.64 + 0.36 W/H)

hvor: S = pilarstyrke
W = pilarbredde
H = pilarhøyde
K = "in-situ" trykkfasthet av en kubisk pilar

Pilarbelastningen σ_p er beregnet etter flg. formler:

$$\sigma_p = \frac{1}{1-R} \cdot \sigma_v$$

hvor: σ_p = gjennomsnittlig pilarbelastning
σ_v = vertikalspenning
R = avbyggingsforholdet

Avbyggingsforholdet R er definert som:

$$R = \frac{A_t - A_p}{A_t}$$

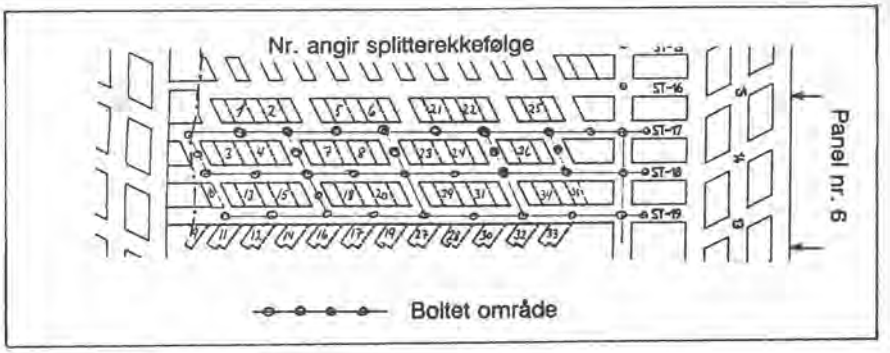
hvor: A_p = pilarareal
A_t = "Skattepliktig areal"

Bruk av disse formlene gir pilarstyrke og pilarbelastning på henholdsvis 41.8 MPa og 21.8 MPa. Sikkerhetsfaktoren mot brudd i pilarene blir dermed på 1.9. Ut fra det som i utgangspunktet kunne observeres av ytringer på pilarene ble det vurdert sannsynlig at sikkerhetsfaktoren beregnet på bakgrunn av "skattepliktig areal" metoden lå nær opp til virkeligheten. Erfaringer generelt viser at ved sikkerhetsfaktorer i nærheten av 2, vil det oppstå avskallinger ytterst i pilarene.

Det ble så avgjort at det skulle gjøres forsøk med å redusere sikkerhetsfaktoren ned til litt over 1. Dette medførte at forholdet mellom stollbredde og pilarbredde måtte forandres, og det ble beregnet at pilararealet kunne reduseres med omlag 48 m² (tilsvarer 38 %) og fremdeles ha en sikkerhetsfaktor på noe over 1. Det reduserte pilararealet tilsvarer en 6 m bred splitt gjennom pilaren. Det ble antatt at dette trolig kunne gjennomføres uten risiko for pilarkollaps.

Panel 1 ble påbegynt i starten av 1991, og til dags dato er det splittet 8 paneler. Det er i området planlagt totalt 10 paneler. Figur 4 viser splittesekvensene i panel 2, et driftsopplegg som ble fulgt fra panel 1 til og med panel 5. I disse panelene ble alle stoller og tverrslag boltet systematisk under oppfaring, unntatt kuttene fra splittingen. Fra og med panel 6 ble driftsmønsteret justert for å få ned boltekostnadene. Det nye driftsopplegget er vist i figur 5. Her er også markert hvilke områder som boltes. Et grovt overslag viser at det er oppnådd ca. 12 % reduksjon i bolteforbruket.

Figur 4. Splitterekkefølge i panel 2.



Figur 5. Splitterekkefølge i panel 6.

Endringene som ble gjort i de nye panelene (panel 6 - 10) er som følger:

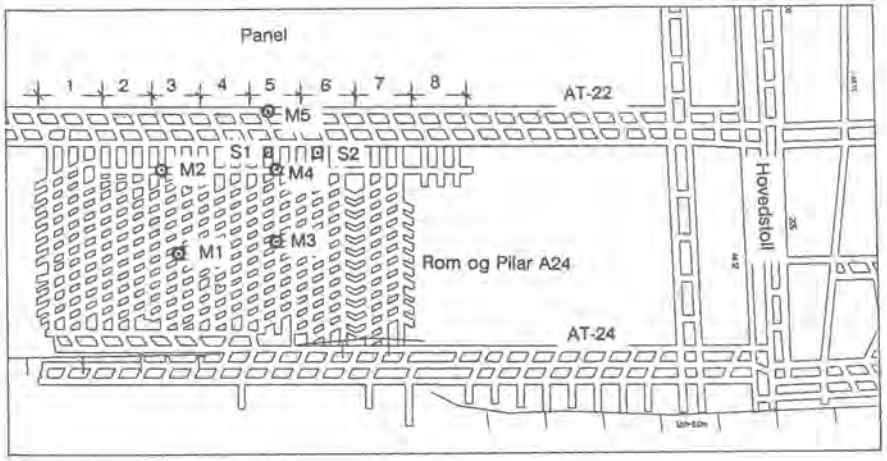
- pilaren mellom panelene er bredere
- fiskebeinsmønster mellom panelene (drives ut ved splittesekvensen)
- ingen bolting i pilaren mellom panelene
- pilaren mellom panelene blir drevet halvparten fra hver side
- pilarene inne i feltet som senere splittes, gjøres lengere. Det blir dessuten to splitt i hver pilar, mot tidligere en splitt.

Andre forandringer som er gjort underveis er bl.a at klargjøring av neste panel gjennomføres samtidig med oppfaring av foregående panel. Dette gjør at splittingen kan gjøres helt ferdig i et panel før oppstart i neste.

Ved splitteprosessen blir den ferdigsplittede delen av området sperret av for ferdsel etter hvert som driften retirerer tilbake mot tverrslaget.

Forsøksområde

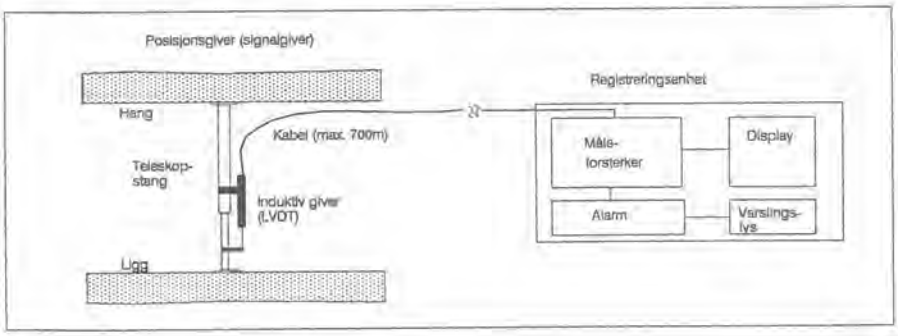
Prosedyren med å redusere pilararealet så kraftig at sikkerhetsfaktoren mot brudd kommer ned på tilnærmet 1 var som tidligere nevnt en ny erfaring for selskapet. Overdekningen over området er på omlag 400 m, og det var kun utført teoretiske beregninger for pilarstyrke og belastning. Det var ikke foretatt beregninger eller modelleringer av hva som ville skje i feltet. Dette aktualiserte tanken om å gjennomføre et måleprogram for å dokumentere setningenes størrelse og forløp i området når splittingen av pilarene ble gjennomført. I oktober 1991 ble det derfor montert et system for overvåking av setningene i rom og pilar A 24. Måleutstyret ble først montert i panel 3 og ble i mars 1992 utvidet også til panel 5. Plassering av installasjonene er vist i figur 6, målepunktene er benevnt M1 - M6. Her går det fram at to posisjonsgivere står inne i selve splitteområdet (i panel 3 og 5, benevnt M1 og M3), og to givere i forbindelse med barrierepilarene mot AT-22 i de samme panelene (benevnt M2 og M4). I tillegg er det plassert en giver i ventilasjonsstollen på motsatt side av panel 5 (benevnt M5). Grunnen til overvåkingen av tverrslag AT-22 er at tverrslaget senere skal brukes i forbindelse med produksjon fra et område lenger syd.



Figur 6. Området for måleprogrammet

Instrumentering for setningsmåling

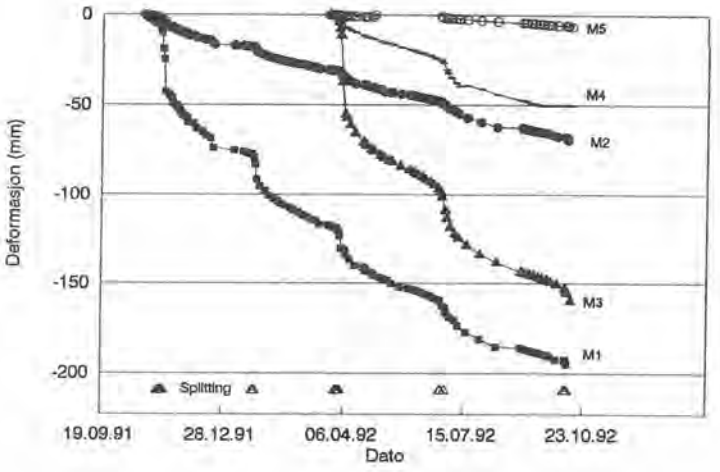
Et av hovedkravene til måleopplegget var at setningene skulle kunne måles inne i det avsperrede området uten at personell måtte ta seg inn for å lese av måleinstrumentene. Det ble valgt et system med induktive posisjonsgivere (LVDT) koplet til måleforsterker plassert i AT-22, beltestoll. For måling av setninger i områder hvor ferdsel var tillatt, ble de montert vanlige mikrometerur. Figur 7 viser prinsippskisse for måleutstyret. Setningene måles som en relativ endring av avstanden mellom heng og ligg. Liggbergarten i gruva er relativt sterk, så det ble derfor ansett som mest sannsynlig at hengen ville komme ned, og at det ikke ville oppstå liggheving. Posisjonsgiverne er plassert på fjærbelastede teleskopiske stenger som er spent opp mellom heng og ligg. På grunn av metangassfaren i kullgruver er måleforsterkeren plassert i eksplosjonssikker kapsling, og LVTD'ere og kabler er også i Ex-utførelse. Utstyret er sammenbygd av standardkomponenter fra Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH. LVDT'erne har et måleområde på ±100 mm. Dette ble ansett for å være tilstrekkelig, og dessuten var høyden i området så liten at det ville vært praktiske problemer å montere givere med større måleområde. De to måleforsterkerne har også alarmutgang med to nivåer som er koplet til lysdioder på instrumentskapet. Avlesning gjøres på display på instrumentskapet.



Figur 7. Prinsipp for måleutstyr

Resultater fra setningsmåling

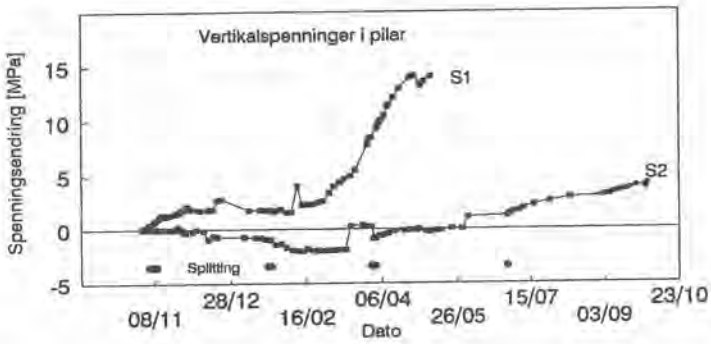
Resultatene fra de 5 målepunktene er vist i fig. 8. Setningene er markert med nedadgående kurver langs vertikal akse og tidsskalaen langs horisontal akse. På horisontal akse er også tidsrommene for pilarsplitting markert. Kurvene viser at de målte setningene i panel 3 nærmer seg omlag 200 mm, og i panel 5 på vel 150 mm. Det må imidlertid bemerkes at på tidspunktet for installeringen var det allerede oppstått setninger i panelene. Dette kunne tydelig observeres på at det var knekte varstempler i området. Hvor mye setning dette dreier seg om er vanskelig å bestemme, men det kan anslagsvis være opp mot 50 mm. Kurveform og setningshastighet er svært like for målingene i de to panelene, og viser at setningstendensene er repeterbare for splittesyklusene. Imidlertid er gradienten på kurven fra panel 5 noe brattere enn for panel 3, noe som kan ha sammenheng med at det utdrevne området er blitt større. Setningene langs barrierepilarene mot AT-22 er omlag 50 mm. Av kurvene kan det også sees at bergmassen reagerer momentant når det foregår splitting. Det kan også sees at kurvene flater ut i mellomperiodene når det foregår oppfaring av nye paneler. Visuelle observasjoner i det ferdig splittede området viser at pilarene er i en langsom bruddutvikling, og det er stort utfall fra dem. Det er ellers lite blokkfall fra hengen som kan observeres. Ut fra kurvene med den avtakende setningstrenden i mellomperiodene er det mye som tyder på at hengen setter seg nedpå som en stor plate etterhvert som pilarene knuses. Imidlertid rapporteres det om hyppigere blokkfall i driftsområdet etter hvert som området blir utdrevet. De geologiske forholdene har i følge driftspersonellet vært noe skiftende, slik at dette også kan være med på å forklare bakgrunnen for blokkfallene. Det er også foretatt endel etterbolting i tverrslag AT-22, men blokkfallene er ikke rapportert å ha vært til stort hinder for drifta.



Figur 8. Resultater fra setningsmålinger

Resultater for spenningsovervåking

I bunnen av målehullene for spenningsmåling i pilarene ble det montert overvåkingsceller (langtidsdoorstoppers) for å finne utviklingen på vertikalspenningene i pilarene når brytningsfronten passerte forbi. Det var en viss frykt for at det skulle oppstå store spenningskonsentrasjoner i sidepallen foran brytningsfronten. Figur 9 viser utviklingen for disse målepunktene. S1 var opprinnelig montert i en allerede ferdig frilagt pilar, mens S2 var montert over fast stuff, i sidepallen foran brytningsområdet. Av kurvene kan det sees at S1 begynner å vise belastning tidlig , mens S2 ikke viser belastning før pilaren blir frilagt og det startes drift rundt den. Det må bemerkes at kabelen til S1 raste ned og ble kuttet i mai -92. Målepunktet er ikke erstattet.



Figur 9. Resultater fra spenningsovervåking.

Konklusjon

Måleopplegget for setningsmålinger har fungert helt etter forutsetningene. Utstyret for fjernavlesning har berget seg uten blokkfall på verken givere eller signalkabler, og det har vært i drift i omlag 1 år. Posisjonsgivere og kabel som ligger inne i områdene ansees imidlertid som tapt. Det vil sannsynligvis være forbundet med for stor risiko å gå inn i området for å demontere dem, så de vil stå å registrere så lenge det er interessant. Måleforsterkeren står i en sikker posisjon og kan brukes på et annet område senere.

Måleresultatene har gitt verdifull informasjon på hva som skjer når pilararealene reduseres så kraftig. Driften i området hittil vært gjennomført uten alvorlige uhell. Måleresultatene viser at det skjer en kontrollert nedbøyning av hengplata, pilarene går langsomt til brudd, slik som forutsatt ved "yielding pillars". Imidlertid har det vært en del lokale blokkfall i driftsområdene, noe som kan forklares ut fra varierende geologiske forhold. Måleopplegget har foreløpig gitt svar på at det sannsynligvis ikke vil oppstå pilarkollaps i området. Det planlegges at drifta i A24 skal avsluttes ved årsskiftet 1992/1993.

Sivilingeniør Torbjørn Johansen
GeoVita A/S

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

STATUS FOR DET EUROPEISKE STANDARDISERINGSARBEIDET INNEN GEOTEKNIKK

The development of European Codes of Practice within Geotechnics

Dr.ing. Fritz Nowacki
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Det har vært et sterkt politisk ønske å harmonisere lover, forskrifter og standarder innen byggeindustrien i Europa. Utkast til Eurocode 7, del 1, geoteknisk prosjektering, foreligger og en ofisiell utgave med betegnelsen europeisk førstandard vil være tilgjengelig i 1993. Det planlegges å utarbeide del 2, laboratorieforsøk og del 3, feltforsøk. Det er også satt igang enn ny CEN-komité som skal utarbeide standarder for utførelse av forskjellige geotekniske arbeider. Norge har plikt til å vedta europeiske standarder og trekke tilbake norske standarder som strider mot europeisk standard.

SUMMARY

There is strong political pressure within Europe to harmonize the regulations and technical standards and codes within the construction industry. A draft version of Eurocode 7, Part 1, Geotechnics, is completed and a version classified as European Prestandard will be issued in 1993. Additional parts covering Laboratory tests and Field tests are being planned. A new CEN committee has been given a mandate to prepare standards for Execution of Geotechnical Works. Norway is obliged to implement European Standards and withdraw any conflicting national standards.

POLITIKK OG HISTORIKK

Arbeidet med utvikling av europeiske standarder for prosjektering av byggverk startet i 1976 med aktiv deltagelse av de daværende medlemsland i EF. Den politiske idéen bak utviklingen av et felles regelverk for byggefagene var å legge forholdene til rette for fri flyt av varer og tjenester innen EF. Felles tekniske spesifikasjoner er et viktig ledd i utviklingen av det indre marked. Hvitboken om gjennomføringen av det indre marked, godkjent av Det europeiske råd i juni 1985, legger spesiell vekt på visse sektorer, og særlig på byggesektoren.

Rådsdirektiv av 21 desember 1988 om tilnærming av medlemstatenes lover og forskrifter om byggevarer angir grunnleggende krav til byggverk vedrørende:

1. Mekanisk motstandsevne og stabilitet
2. Brannsikring
3. Hygiene, helse og miljø
4. Sikkerhet ved bruk
5. Støyvern
6. Energisparing og varmeisolering.

De grunnleggende kravene presiseres i basisdokumenter (Interpretative documents). Basisdokumentet vedrørende 1. Mekanisk motstandsevne og stabilitet (ref. 2) slår blant annet fast at verifikasjon skal baseres på grensetilstandsmetoden inkludert partielle sikkerhetsfaktorer (det åpnes for unntak).

Den europeiske standardiseringsorganisasjon (CEN) er anerkjent av EF som kvalifisert organ som skal vedta harmoniserte standarder i samsvar med generelle gitte retningslinjer.

EF og EFTA har hver for seg inngått samarbeidsavtaler med CEN. EF og EFTA har gitt CEN mandat (oppdrag) å utarbeide følgende prosjekteringsstandarder:

CEN/TC250
SC1 Laster
SC2 Betongkonstruksjoner
SC3 Stålkonstruksjoner
SC4 Samvirkekonstruksjoner
SC5 Trekonstruksjoner
SC6 Murverkskonstruksjoner
SC7 Geoteknisk prosjektering
SC8 Prosjektering i seismiske områder
SC9 Aluminiumskonstruksjoner

EF-kommisjonen presser sterkt på CEN for at det skal bli vedtatt europeisk standard for de fleste av de byggevarer som berøres av byggevaredirektivet.

Utkast til deler av Eurocode 7, del 1, geoteknisk prosjektering, har foreligget i en rekke år. Komitéen som utarbeidet NS 3480 fikk kopier av utkast i 1986. Utkastene til Eurocode 7 støttet opp om det norske arbeidet med NS 3480. Den norske komitéen hadde på flere områder utarbeidet noenlunde tilsvarende prinsipper uavhengig av arbeidet med Eurocode 7.

Pr. dags dato foreligger hele Eurocode 7, del 1 som utkast.

FORELIGGENDE UTKAST TIL EUROCODE 7, del 1

Utkast til Eurocode 7, del 1 inneholder følgende hovedkapitler:

1. Introduction
2. Basis of design
3. Geotechnical categories
4. Geotechnical data
5. Fill, dewatering and ground improvement
6. Spread foundations
7. Pile foundations
8. Retaining structures
9. Embankments and slopes
10. Supervision of construction, monitoring and maintenance

Kapitlene 1-6 og 9-10 har vært ute på høring fra begynnelsen av 1991. NBR-komitéen for laster og sikkerhet i geoteknikk har behandlet de foreliggende utkastene grundig i løpet av de to siste årene. Ca. 800 kommentarer er innkommet fra hele Europa.

Følgende hovedpunkter kan trekkes ut fra disse kommentarene:

Ubalanse i detaljeringsgrad

Detaljeringsgraden varierer fra kapittel til kapittel. Noen ønsker mer detaljer av teknisk/faglig art mens andre ønsker mindre detaljer som typisk finnes i håndbøker og lærebøker. Norge har støttet den sistnevnte holdning som er i tråd med NS 3480.

Geotekniske kategorier

Pr. dags dato (okt. 1992) opererer Eurocode 7 med tre geotekniske kategorier, ganske parallelt med NS 3480's geotekniske prosjektklasse.

Det er fra flere hold uttrykt sterk bekymring for de juridiske/ansvarsmessige konsekvenser en slik klasseinndeling kan medføre. Det er mulig at en ender opp med to klasser ved at geoteknisk kategori 2 og 3 slås sammen.

Lastfaktorer

De andre Eurocodes har fastsatt $\gamma_G = 1{,}35$ for permanente laster og $\gamma_Q = 1{,}5$ for variable laster.

Utkast til Eurocode 7 foreslår $\gamma_G = 1{,}0$ og $\gamma_Q = 1{,}3$. Vi har lang og god erfaring med bruk av $\gamma_G = 1{,}0$ i geoteknikk fordi det ofte er svært vanskelig å skille mellom ugunstige og gunstige virkninger av disse kreftene i geoteknisk prosjektering. Vi ønsker i geoteknikken å legge mer vekt på usikkerheten knyttet til materialsiden.

På den andre side bør det være en indre sammenheng i kreftene som beregningsmessig opptrer i en konstruksjon. Det er svært uheldig at belastningene blir materialavhengige. Slikt gir god grobunn for forvirring og misforståelser som kan øke sannsynligheten for skader.

Det gjenstår å se en løsning på ovenstående dilemma.

Definisjon av karakteristiske materialegenskaper

Paragraf 2.2.5(4) lyder: "Characteristic values shall be selected with the intention that the probability of a more unfavourable value governing the occurrence of a limit state is not greater than 5%".

Denne ordlyden har vakt sterke reaksjoner, spesielt er det fokusert på de 5%.

Ordlyden er et kompromiss mellom kravet til en presis definisjon og kravet fra våre fag vedrørende behørig bruk av erfaringsdata og fornuftig bruk av ingeniørskjønn. Som regel har en heller ikke tilstrekkelig med forsøksdata til å gjøre noen statistiske øvelser av betydning.

Definisjonen i Eurocode 7 ligger meget nær definisjonen i NS 3480 som bruker betegnelsen" "liten sannsynlighet" istedenfor 5%.

Materialkoeffisienter

Krav til sikkerhetsfaktorer er et emne som lett engasjerer geoteknikere.

Til dette skal det bemerkes at både last- og materialkoeffisienten angis som såkalte "boxed values" hvilket betyr at det er opp til hvert enkelt land å fastsette de krav som skal gjøres gjeldende for dets territorium. Sikkerhetsnivået, slik det formelt vil fremstå i form av partialkoeffisienter, vil således kunne variere fra land til land. Nasjonale

tilleggsdokumenter må utarbeides for hvert land. Vi vil forsøke å få til et felles dokument i Norden.

SAMMENLIGNING MELLOM EUROCODE 7, DEL 1 OG NS 3480

NS 3480 begrenser seg hovedsakelig til å sette krav til de enkelte elementer som samlet utgjør den prosess det er å gjennomføre en geoteknisk prosjektering (krav til hva man skal gjøre). Alle hovedprinsipper i NS 3480 er svært like hovedprinsippene angitt i Eurocode 7, del 1.

Eurocode 7 går på enkelte områder vesentlig lenger i angivelse av hvordan tekniske problemer skal løses. Det er imidlertid stor forskjell på detaljeringsnivå innen de forskjellige delområder. På enkelte områder angir man detaljerte formler (f.eks. bæreevne) mens en på andre områder kun vil finne meget generelle retningslinjer med krav om hva man skal gjøre (og ikke hvordan det skal gjøres).

De deler av Eurocode 7 hvor detaljerte anvisninger gis, vil kunne medføre problemer for utøvere av fagene på områder hvor lokale metoder fraviker fra de som er angitt. De fleste detaljerte anvisninger er imidlertid gitt som "Application Rules" som betyr at alternative metoder kan benyttes for å tilfredsstille "The Principles".

Med utgangspunkt i de eksisterende lover, forskrifter og standarder i Norge, så vil innføring av Eurocode 7 ikke medføre problemer av noen betydning for utøverne av geofagene i Norge.

VIDERE FREMDRIFT I STANDARDISERINGSARBEIDET

Eurocode 7, del 1 vil høyst sannsynlig foreligge som europeisk førstandard (ENV) henimot midten av 1993. En europeisk førstandard skal offentliggjøres nasjonalt, men det kreves ikke at eksisterende nasjonale standarder endres. Etter en antatt periode på 2-3 år vil Eurocode 7, del 1, bli europeisk standard (EN). Medlemmene i CEN har forpliktet seg til å vedta europeisk standard som nasjonal standard. Nasjonal standard som strider mot europeisk standard skal trekkes tilbake.

Det er også lagt planer for utarbeidelse av to nye deler av Eurocode 7. Del 2 skal omfatte laboratoriearbeider og del 3 vil beskrive markarbeider og feltforsøk. Arbeidet med disse delene er underhånden startet opp i påvente av offisielle mandater. Det er grunn til å tro at disse delene vil foreligge i løpet av de nærmeste år.

Tidligere i år ble det også igangsatt en ny teknisk komité CEN/TC 288 "Execution of geotechnical works". Denne komitéen har vedtatt å utarbeide standarder for

- slissevegger
- forankringer
- borede peler

i første fase som er antatt å vare ut 1993. Neste fase vil omfatte

- spunt
- injisering/jetpeler
- rammede peler

NBR-komitéen for laster og sikkerhet i geoteknikk holder seg i det minste orientert om utviklingen av arbeidene innen de forskjellige arbeidsgrupper både i CEN/TC 250 og CEN/TC 288. På flere felter bidrar også nordmenn aktivt med faglig ekspertise.

Det er all grunn til å holde seg orientert om det standardiseringsarbeidet som foregår i Europa innen byggefagene. Selv om harmoniseringen innen EF går langsommere enn planlagt, så er det all grunn til å tro at prosessen vil fortsette. Morgendagens regelverk, som vi alle på et eller annet vis må forholde oss til, utarbeides nu.

REFERANSER

1. Council Directive of 21 December 1988 on the approximation of laws, regulations and administrative provisions of the Member States relating to construction products (89/106/EEC).

2. Technical Committee 89/106/TC1 (1991)
Interpretative Document for the Essential Requirement: Mechanical Resistance and Stability. Document TC1/018 - Rev. 1.

FORKORTELSER

CEN Europeisk komité for standardisering
NBR Norges Byggstandardiseringsråd
TC Teknisk komité
NS Norsk Standard
ENV Europeisk førstandard

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1992

SEMIPERMEABLE DAMMER FOR LANDDEPONIET PÅ TITANIA A/S

SEMI-PERVIOUS DAMS FOR ON LAND TAILINGS DISPOSAL AT TITANIA A/S

Siv.ing. Magne Ramlo, A.R. Reinertsen rådgivende ingeniør
Siv.ing. Kyrre Emaus, Kummeneje A/S

SAMMENDRAG

Titania A/S driver dagbruddsdrift på ilmenittmalm i Hauge i Dalane. Bedriften ble i 1990 pålagt å etablere et landdeponi for sine avgangsmasser. For å få dette til må det bygges i alt 8 dammer, hvorav 2 er over 50 m høye. Dam 1 er hoveddammen i deponiet og utgjør deponiets sørligste begresning. Med en høyde på 100 m i ferdig tilstand vil den kunne måle seg med noen av våre største kraftverksdammer.

Etter å ha vurdert flere alternativer, bygges dammen som en semipermabel dam. Dvs. at den er konstruert for å holde tilbake fast stoff, mens vann kan passere gjennom. 1. byggetrinn består av en startdam som bygges opp til kote +246 og som må bygges før deponering kan starte. Påbyggingsdammen etableres ved trinnvis påbygging opp til kote +300 etter hvert som deponiet fylles opp. Startdammen har støttefyllinger av gråberg fra dagbruddet. Filtersonen er 2 m bred og består av knust malm som hentes direkte fra siloer i oppredningsverket. Overgangssonen er også 2 m bred og består av siktet stein < 150 mm. Masser til overgangssonen produseres direkte på damstedet. På oppstrøms damskråning skal det i den første deponeringsfasen etableres en sone av syklonert grovavgang. Sykloneringen foretas på toppen av Dam 1. Groavgangen legges direkte ut på damskråningen, mens finstoff og vann føres i ledning til et tjern lenger inn i deponiet for utfelling av finstoff. I de første 1 - 1,5 år av deponeringen vil alt prosessvann og all nedbør passere gjennom Dam 1, inntil vannspeilet heves slik at naturlig avrenning kan skje ved Dam 5 i deponiets nordligste begrensning. Hensikten med syklonering er å sikre drenerte forhold inn mot Dam 1.

For omløp i byggetiden og oppsamling av lekkasjevann, er det etablert en sentral drensgrøft med et oppstrøms drensteppe. Grøften ender nedstrøms i et lekkasjemåleoverløp.

Dammens stabilitet er kontrollert i bruddgrensetilstand og for belastning fra jordskjelv, med antatt fullt mettet tverrsnitt inn mot dammen. Det har også vært en forutsetning at dammen skal kunne påbygges til kote +325. Setninger i størrelsesorden 1- 1.5% av fyllingshøyden vil kunne forekomme. Dette vil ikke medføre problemer for den fleksible konstruksjonen.

Titania utfører og leder selv byggearbeidene. Lokale entreprenører med lettere anleggsutstyr er innleid. Titania utfører også kontrollarbeidene i.h.h.t. prosedyrer utarbeidet av konsulenten.

Dam 5 er den nest største av dammene, og utgjør deponiets nordligste begresning. Denne er ikke detaljprosjektert, men den vil ha en litt annen funksjon enn Dam 1. Dam 5 må kunne holde tilbake de fineste partiklene i avgangssanden og den må kunne opprettholde et vannspeil for utfelling av partikler. Prosessvann og nedbør dekanteres ved Dam 5, samles opp og pumpes tilbake i prosessen i oppredningsverket.

SUMMARY

Titania A/S is running an ilmenite mine located in Hauge i Dalane in southwest Norway. The mine currently discharges approximately 2.2 million tonnes of tailings annually into the sea at Dyngadjupet. Early 1990, the Ministry of Environment decided that Titania had to go on-land with the tailings disposal. In order to achieve this, 8 dams have to be constructed, varying in height from 2 m to 100 m high. The main dam, dam 1, is the southern limitation of the disposal area, and will ultimately be raised 100 m.

Having considered several options for the dam 1 design, the dam is now designed and constructed as a semi-pervious dam with filter zones. This design allows water to go through, while transportation of particles is prevented. The start-up stage consists of a starter dam from level +200 to level +246. The starter dam must be completed prior to disposal start-up. The starter dam consists of a filter zone and a transition zone supported by a rockfill with waste rock from the mine. The filter zone is constructed with crushed ore collected from silos at the mill site, while the transition zone is produced by screening rock over a grizzly with $d < 150$ mm at the dam site.

The upstream shell will be covered with a thick layer of cycloned sand (coarse tailings) during the disposal start-up period. The fine tailings will be discharged for settling into lake Lundetjørn, located on the upstream side of dam 1, but still within the disposal area. Thus, all precipitation and process water will have to pass through dam 1 in this period.

For by-pass during construction and collection of seepage water, a drainage trench is blasted through the lowest parts of the foundation. The trench is filled with large rock and it is connected to finger drains upstream the filter zone and a seepage measuring system on the downstream side of the dam. Seepage can also be recovered, if requested by the authorities.

Stability is controlled for the ultimate limit stage (ULS) and for earthquake induced loads. Another prerequisite is that the dam design must allow for raising the dam up to level +325.

Settlements will be in the magnitude of 1 - 1.5%. Settlements will, however, have no impacts on the dam safety.

Titania themselves perform all construction and control works according to procedures set by the consultant.

Dam 5 is the second largest dam with a maximum height of approximately 60 m. This dam is located at the northern limitation of the disposal area. This dam must prevent any transportation of fines and it must maintain an adequate tailings pond to ensure good settling conditions. The dam will be equipped with a decant structure, from which the excess water will be recovered and pumped back into the milling operation at the mine.

1.0 INNLEDNING

Titania A/S driver dagbruddsdrift på ilmenittmalm i Hauge i Dalane i Rogaland. Produksjonen av ilmenittkonsentrat i oppredningsverket medfører at ca. 2.2 mill. tonn avgangssand må deponeres hvert år. For tiden deponeres dette på Dyngadjupet utenfor innløpet til Jøssingfjorden.

Etter en meget intens miljødebatt, ble Titania pålagt å etablere et landdeponi for sine avgangsmasser ved Kgl. Res. av 9. februar 1990. Landdeponiet skulle tas i bruk senest 1. februar 1994

Et landdeponi av denne type og størrelse er ikke tidligere bygget i Norge. I andre deler av verden, f.eks. Canada, er imidlertid slike deponier mer vanlig forekommende. Dette skyldes i første rekke at gruvene ligger langt inne i landet, med lang og vanskelig adkomst til sjøen.

I det forutgående og meget omfattende utredningsarbeidet som Titania måtte gjennomføre, ble flere lokaliteter og tekniske løsninger vurdert. Titania valgte til slutt å plassere deponiet i Lundetjernområdet, ca. 2 km. sør for dagbruddet. Titania har konsesjon på deponering opp til kote +300, noe som tilsvarer ca. 30 års full produksjon. For å få til dette må det etableres i alt 8 dammer rundt deponiområdet hvorav 2 av dem er av vesentlig størrelse. I det følgende vil hoveddammen i deponiet, dam 1, bli nærmere presentert. 1. byggetrinn av denne dammen er nå under bygging og vil stå ferdig i løpet av sommeren 1993. Dam 1 har sitt laveste fotpunkt på kote +170. Med topp damkrone på kote +300 vil nedstrøms damskråning bli ca. 130 m høy. Dam 1 vil derfor fremstå som et monumentalt byggverk, med dimensjoner som vil kunne måle seg med noen av våre største kraftverksdammer.

Avslutningsvis vil også den andre store dammen, dam 5, bli kort omtalt.

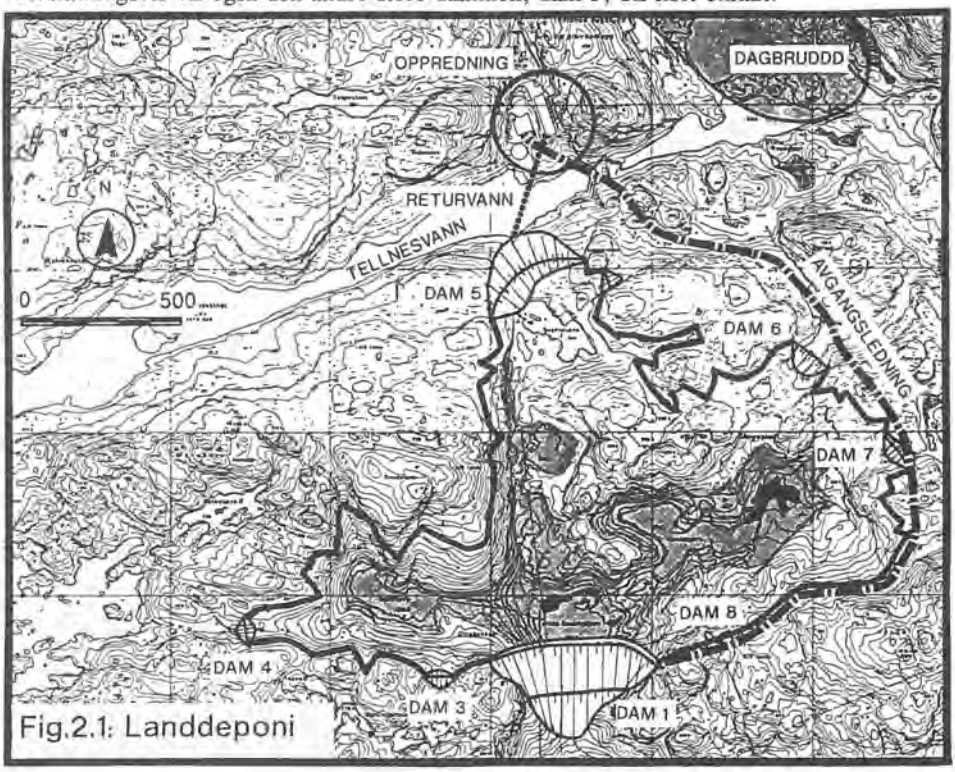


Fig.2.1: Landdeponi

2.0 PRINSIPP FOR DEPONERING

Figur 2.1 viser et kartutsnitt over deponiområdet. Dette angir plassering av de forskjellige dammene og deponiets plassering i forhold til oppredningsverket.

Avgangssanden sammen med prosessvann utgjør en pulp som pumpes fra oppredningsverket og frem til Dam 1. Her fordeles pulpen i flere spigotteringsrør langs hele dammens lengde. Partiklene avsettes i deponiet, mens prosessvann og nedbør dekanteres over et overløp ved Dam 5 i nordenden av deponiet. Dette er i prinsipp vist på figur 2.2. Passhøyden ved Dam 5 ligger på ca. kote +242, og for å oppnå avrenning denne vegen må Dam 1 bygges opp til et nivå høyere enn dette før deponering i det hele tatt kan starte.

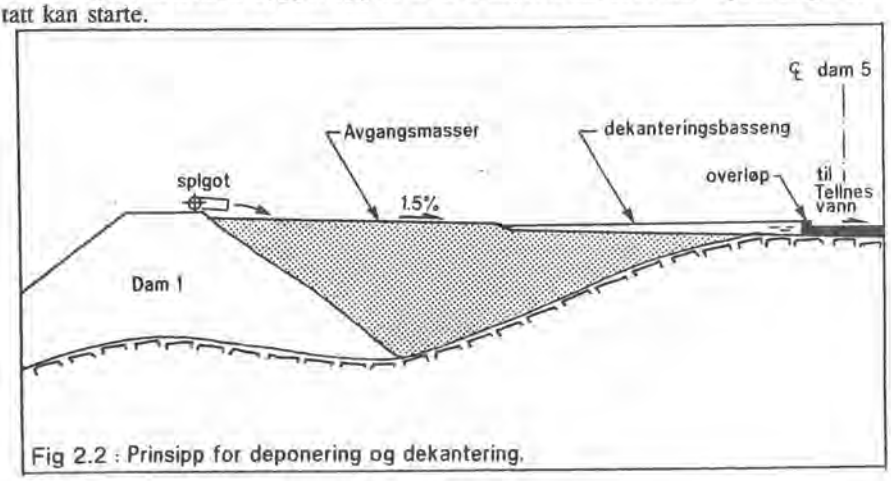


Fig 2.2 : Prinsipp for deponering og dekantering.

3.0 UTVIKLING AV DAMKONSEPTET

Dam 1 utgjør den sørligste begrensning av deponiet og bygges i deponiets laveste punkt ved utløpet av Øvsta Gauknetjørn, ref. fig. 2.1. Utløpet ligger på ca. kote +200.

Som nevnt ovenfor ligger dekanteringspunktet høyere enn dette, og Dam 1 består derfor av 2 hoveddeler:

- startdam opp til kote +246, og
- påbyggingsdam opp til kote +300

Startdammen utgjør 1. byggetrinn. Påbyggingsdammen etableres, som navnet tilsier, ved trinnvis påbygging etter hvert som deponiet fylles opp.

Som en del av utredningsarbeidet for landdeponiet, ble det vurdert flere alternative damløsninger for Dam 1. Disse besto i hovedsak av 4 forskjellige løsninger (ref. fig. 3.1):

Alt. 1. Steinfyllingsdam med sentral asfaltkjerne.
Alt. 2. Semi-permeabel steinfyllingsdam.
Alt. 3. Startdam av syklonert grovavgang og stein. Påbyggingsdam av spigottert avgang og med frontal beskyttelse av stein.
Alt. 4. Startdam og påbyggingsdam av syklonert grovavgang med nedstrøms damfot av stein.

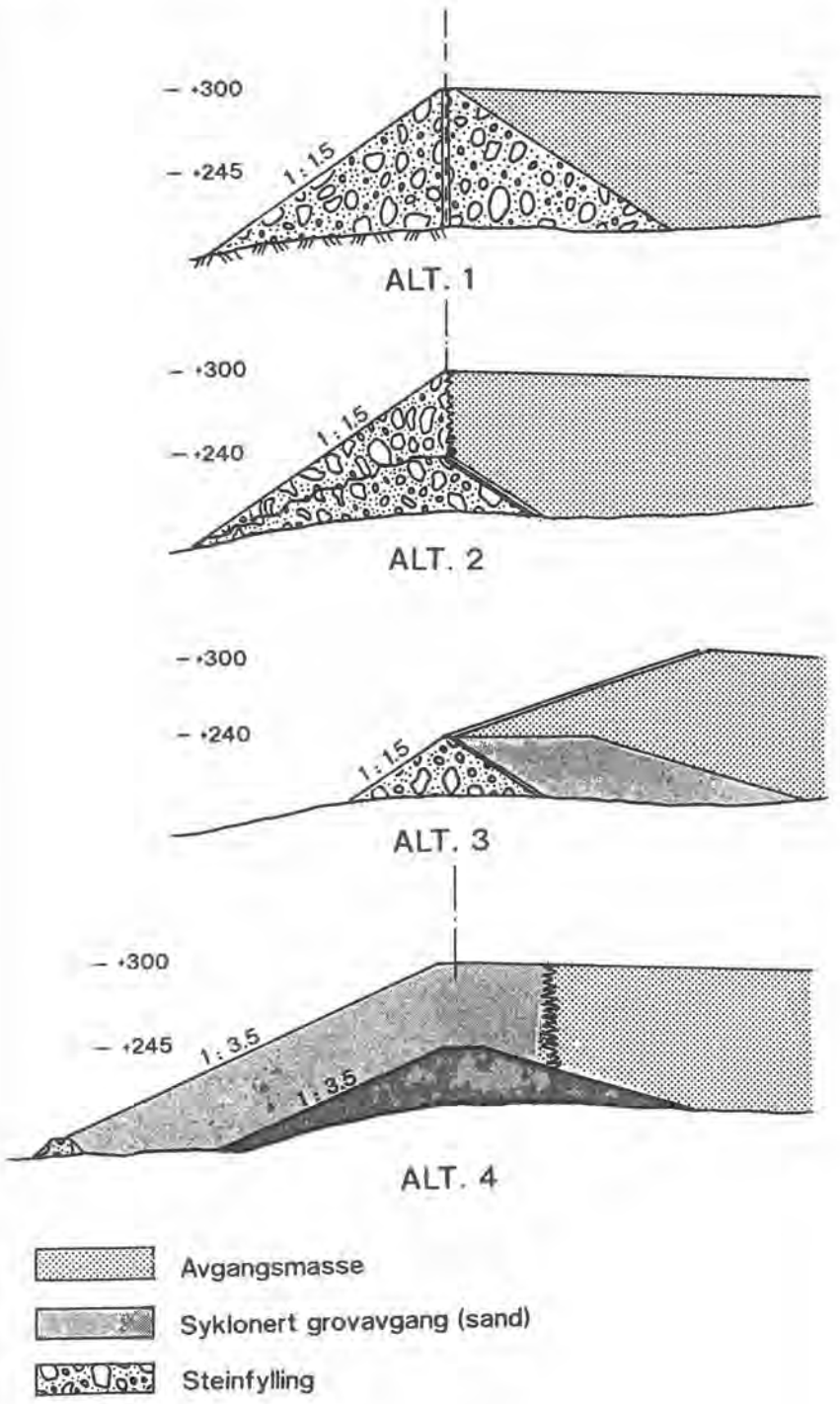


Fig. 3,1 : Alternative damtyper for dam 1

De forskjellige damtypene ble vurdert ut fra tekniske og økonomiske kriterier, og uten å gå alt for mye i detaljer omkring disse vurderingene, søkte Titania i mai 1990 fornyet utslippstillatelse basert på en kombinasjon av tett startdam og semipermeabel påbyggingsdam for Dam 1. Bakgrunnen for valg av tett startdam skyldtes i hovedsak at vassdraget nedstrøms for Dam 1, Logsvassdraget, ble benyttet som drikkevannskilde for tettstedet Åna-Sira. Titania bekostet senere bygging av nytt vannverk for Åna-Sira, uavhengig av Logsvassdraget.

SFT ga i mars 1991 sin utslippstillatelse, og et av kravene var bl.a. at lekkasjen gjennom Dam 1 ikke måtte overstige 10 l/sek.

Mens søknaden var til behandling hos SFT, endret markedsutsiktene seg for Titania, og det oppsto dermed et ønske om i større grad å utnytte egne ressurser i forbindelse med dambyggingsarbeidene. Så, da tillatelsen ble påklaget til Miljøverndepartementet, ønsket Titania å endre damkonstruksjon for startdammen, slik at denne også kunne bygges som en semipermeabel dam. For å opprettholde lekkasjekravet, skulle det da etableres en flytende pumpeinstallasjon oppstrøms for Dam 1, som skulle pumpe prosessvann og nedbør tilbake over passhøyden ved Dam 5, inntil naturlig avrenning kunne finne sted.

Dette var derfor utgangspunktet da detaljprosjekteringen startet, sommeren 1991.

Parallelt med detaljprosjekteringen av Dam 1, ble det gjort et forprosjekt på returpumpesystemet. Dette viste seg å bli meget kostnadskrevende samtidig som driften av deponiet ville bli vanskeliggjort. Det ble derfor søkt etter deponeringsløsninger for å unngå dette. Skulle pumping unngås, forelå 2 muligheter:

1. Avgangsmassene måtte avvannes før de ble plassert i deponiet.
2. Alt vann måtte passere gjennom Dam 1.

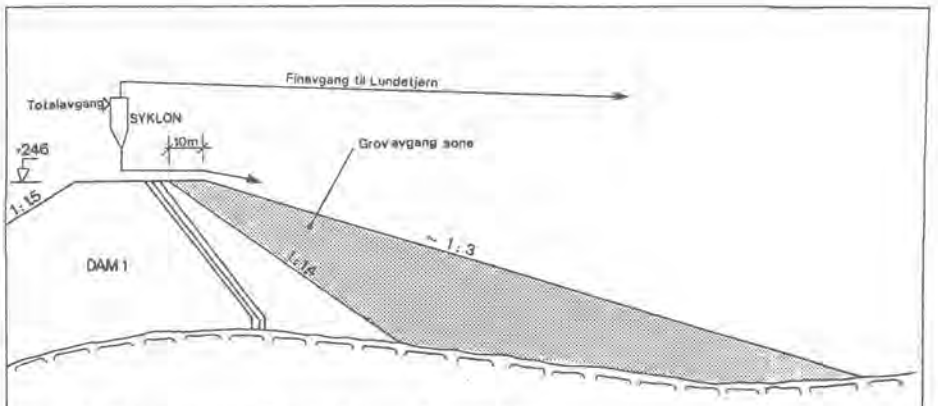


Fig.3.2: Grovavgang på oppstrøms damskråning.

Fig.3.3: Deponering av finavgang i Lundetjern.

Den første muligheten var lite aktuell, p.g.a. tungvint plassering av masser i deponiet. Det ble derfor foreslått en løsning med syklonering av avgang på Dam 1 hvor avvannet grovavgang ble plassert direkte på oppstrøms damskråning (fig. 3.2.), mens vann og finavgang ble transportert i ledning til Lundetjern hvor finpartiklene kunne settle (fig. 3.3). Ved utløpet av Lundetjern måtte det da etableres en enkel fangdam med overløp. Overløpsvannet, sammen med nedbør, måtte passere gjennom grovavgangssonen og Dam 1, med avløp til Logsvassdraget. I gjennomsnitt ville det da strømme ca. 360 l/sek gjennom Dam 1. Dam 1 ville uten videre tåle disse vannmengdene, men det var ikke forenlig med SFT's lekkasjekrav. Det ble derfor avholdt et møte med SFT i mars i år, og SFT aksepterte da at deponering kunne gjøres på denne måten. Vannet gjennom Dam 1 har dessuten en pH i området 9 - 11, noe som ville virke gunstig på vassdraget nedstrøms Dam 1, som i utgangspunktet er surt.

Hensikten med å etablere en grovavgangssone oppstrøms dammen, er i første rekke å sikre drenerte forhold inn mot dammen. Avgangsmassene nærmest dammen utgjør fundamentet for påbyggingsdammen, og det er derfor viktig at det oppnås en tettest mulig lagring av massene her. Laboratorieforsøk viser at grovavgangen har en permeabilitet på ca. 10^{-5} m/sek. Med denne permeabiliteten, vil lekkasjen gjennom Dam 1 ha et omtrentlig forløp som vist på fig. 3.4. Figuren viser at en, ved full produksjon, vil kunne etablere en tilstrekkelig grovavgangssone i løpet av 6 - 7 mndr. og at overløp ved Dam 5 vil kunne oppnås i løpet av 1 - 1½ år. Når grovavgangssonen er etablert, kan sykloneringen opphøre og deponeringen kan skje ved hjelp av vanlig spigottering.

Alle beregningene er beheftet med stor usikkerhet, og vil i stor grad være avhengig av at man bl.a. oppnår maksimal utfelling av finstoff i Lundetjern.

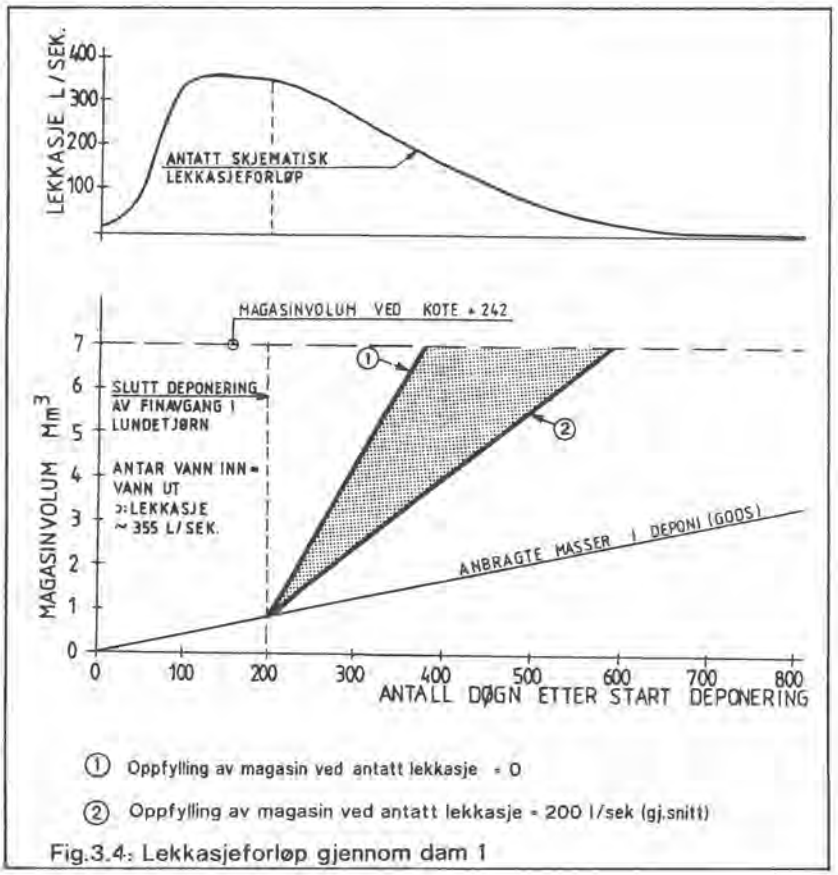


Fig.3.4: Lekkasjeforløp gjennom dam 1

4.0 DAM 1

4.1 DIMENSJONERINGSKRITERIER

Følgende kriterier er lagt til grunn for dimensjonering av dammen:

- Stabilitet i bruddgrensetilstand.
  Materialfaktor i alle stadier . $\gamma_m \geq 1.50$

- Stabilitet under jordskjelvbelastning
  Materialfaktor for 0.1 g $\gamma_m \geq 1.10$

- Lekkasjer gjennom dammen
  i ferdig deponi $Q = 10$ l/sek

- Filterkriterier i henhold til
  Damforskriftene.

Ved siden av de nevnte kriterier som dokumenteres gjennom beregninger, har en i hele dimensjoneringsfasen hatt for øye at konstruksjonen skal være enkel med tanke på størst mulig grad av selvbygging utført med byggherrens egne ressurser.

4.2 UTFØRTE UNDERSØKELSER

Dammen ligger i et område med beskjeden og spredt løsmasseoverdekning på fjell, og har derfor ikke krevd spesielle, geotekniske undersøkelser i marken før prosjektering. Dimensjoneringsgrunnlaget fra marken er derfor i hovedsak basert på studier av geologiske kart og flyfotos samt visuell kartlegging ved befaring. Ut fra dette er løsmassefordeling samt sprekke- og svakthetssoner i fjellet vurdert.

I laboratoriet er undersøkelsene spesielt blitt konsentrert om analyser av avgangsmassene med tanke på styrkeparametre og permeabilitet. Disse undersøkelsene omfatter både treaksialforsøk, permeabilitetsforsøk og kornfordelingsanalyser.

4.3 DIMENSJONERING

4.3.1 Stabilitet

Stabiliteten i fundamentet er sikret ved at dammen i sin helhet er fundamentert til rensket fjell. Fjellet er av meget god kvalitet og opptredende sprekke- og svakhetssoner ligger overveiende normalt på damaksen og er således i stablitetsmessig henseende gunstig.

For damfyllingen er det utført omfattende stabilitetsanalyser med bakgrunn i laboratoriebestemte parametre for avgangsmassene.

Ved siden av geometri og styrkeparametre for massene er stabiliteten i vesentlig grad avhengig av poretrykksforholdene i deponiet. Det har derfor vært en sentral oppgave å bestemme poretrykkets "designverdi".

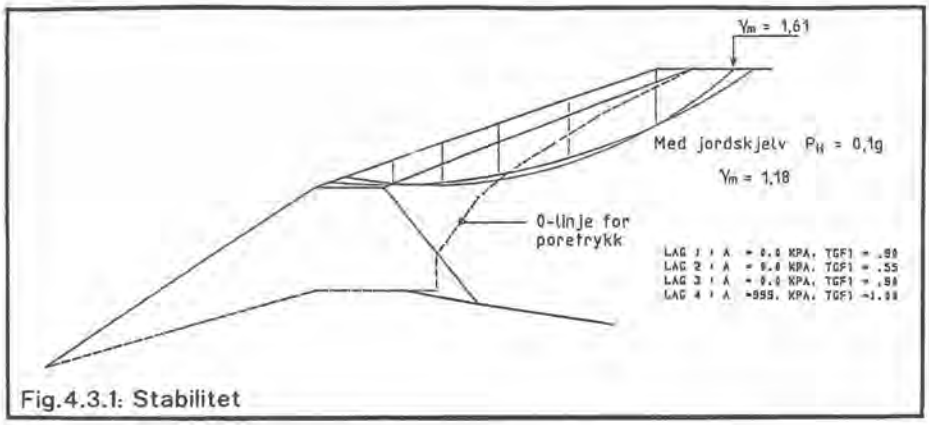


Fig.4.3.1: Stabilitet

I fig. 4.3.1 er vist et snitt av dammen med beliggenhet av prosjektert 0-linje for poretrykk samt kritiske glideflater. I dimensjoneringen er det benyttet den mest konservative antagelse av poretrykkslinjen basert på Casagrandes konstruksjon med antatt fullt mettet tverrsnitt inn mot dammen.

Stabilitetsberegningene for statisk tilstand gir materialkoeffisient $\gamma_m = 1.60 - 1.65$.

Stabilitetsforholdene under påvirkning av jordskjelv er beregnet ved en pseudostatisk analyse hvor de horisontale kraftpåkjenninger blir påført det kritiske glidesnittet. Beregningen gir materialfaktor $\gamma_m = 1.18 - 1.20$.

Avgangsmassene som skal deponeres bak dammen har en kornfordeling som gjør at de i mettet tilstand vil kunne være disponert for flyting (liquefaction). For jordskjelvsituasjonen er derfor stabilitetsforholdene kontrollert for en antagelse om at massene flyter i den mettede sonen. Den mest kritiske glideflate for denne situasjonen gir materialfaktor $\gamma_m = 1.70$.

4.3.2 Setninger

For selve damkonstruksjonen opp til kote +246 er det antatt at setningen vil kunne beløpe seg til ca. 1 - 1.5% av fyllingshøyden.

Setningene for den videre påbygging av dammen vil i stor grad være styrt av setningsutviklingen i deponiet like bak dammen.

Totalt forventes store setninger i deponiet p.g.a. den løse, mettede lagring under utlegging, og senere utdrenering og konsolidering. Da oppbyggingen over kote +246 foregår over lang tid og i små etapper, forventes setningene i stor grad utviklet mellom hver påbyggingsetappe. Konsolideringssetninger for den gradvis økende overlast fra fyllingen, som beregningsmessig kan komme opp i størrelser på 2 - 3 meter, vil ikke medføre problemer for den fleksible konstruksjonen i påbyggingen.

4.3.3 Filter-/overgangssone

Under prosjekteringen var i utgangspunktet kornfordelingen for avgangsmassene kjent fra laboratorieundersøkelser. For å ha et bedre grunnlag for design av filter- og overgangssonen, ble det utført kornfordelingsanalyser også på støttefyllingsmassene (sprengstein).

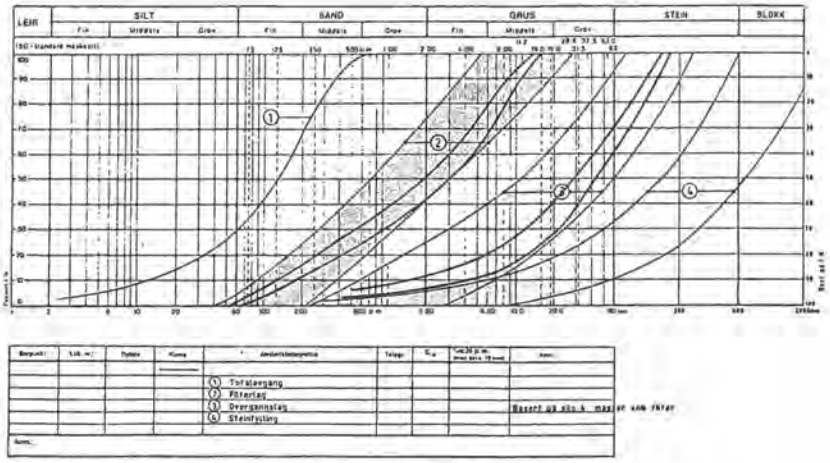


Fig.4.3.2: Filterkriterier/representative kornfordelingskurver

På fig. 4.3.2 er vist representativ kornfordeling for avgangsmasser og støttefylling sammen med grenskurver for filter- og overgangsmasser i henhold til Damforskriftenes kriterier.

Vurdering av alternative fremstillingsmetoder for masser med de spesifiserte krav har vært viet stor oppmerksomhet. Her har både alternative knuse-/sikteprosesser for gråberg samt div. innkjøpskilder vært vurdert. Valget er til slutt falt på å benytte knust malm, som tas direkte fra silo ved Titanias oppredningsanlegg, som filtermasser. Representative kornfordelingskurver er vist i fig. 4.3.2.

Overgangsmassene er, etter vurdering av flere alternative løsninger, bestemt framstilt ved sikting av samfengte sprengsteinsmasser på dammen. Etter frasikting av stein større enn 150 mm, tilfredstiller massene de foreskrevne krav (jfr. fig. 4.3.2).

4.3.4 Lekkasjer

Med den valgte konstruksjon, hvor selve dammen er permeabel, er lekkasjene gjennom dammen styrt av betingelsene i deponiet oppstrøms. Lagrings- og strømingsbetingelsene i deponiet er meget komplekse og umulig å vurdere fullt ut på forhånd. Permeabilitet, anisotropi etc. er avhengig av en rekke forhold som igjen er avhengige av sedimenteringsbetingelsene i deponiet.

Lekkasjeberegninger kan utføres enten med vanlige, enkle strømnettsbetraktninger eller mer avanserte lamelleprogrammer.

Fra laboratorieanalyse av avgangsmassene er den vertikale permeabilitet bestemt til ca. 7 x 10^{-5} cm/sek. Erfaringer fra tilsvarende deponier tilsier at en må forvente en anisotropi på ca. 10 p.g.a. den horisontale lagdeling ved sedimentering.

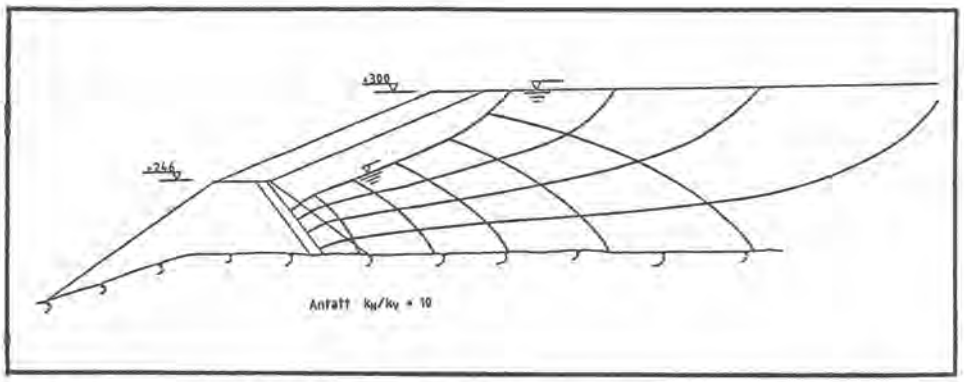


Fig.4.3.3: Strømnett for lekkasjeberegninger

I fig. 4.3.3 er vist eksempel på strømnett basert på fullstendig metting inn mot dammen (deponeringstilstand). Beregninger basert på dette grunnlag gir lekkasjer på ca. 25 -40 l/sek., avtagende til ca. 5 - 10 l/sek. for en mer permanent tilstand med sedimenteringsbassenget liggende 300 - 400 m bak dammen.

Tilsvarende beregninger utført med mer avanserte dataprogrammer gir meget godt sammenfallende verdier.

4.4 UTFØRELSE

4.4.1 Fundamentering

Dammen er i sin helhet fundamentert på fjell. Før innbygging startet, ble all løsmasse i de nederste delene av fundamentet fjernet. P.g.a. vanskelig topografi i området, renskes fundamentet videre oppover etterhvert som dammen heves. Fordi dammen skulle bygges som semipermeabel dam, var det ikke nødvendig å utføre injeksjon av fundamentet. Fundamentet har stedvis meget bratt fall normalt på senterlinjen, spesielt i venstre side nedstrøms. Her er det derfor sprengt en fyllingsfot for å sikre stabiliteten av støttefyllingen. Behov for evt. fortanning av fundamentet videre oppover, vurderes fortløpende etter hvert som dammen heves.

4.4.2 Omløp i byggetiden

For å sikre omløp i byggetiden, er det i den sentrale delen av dammen etablert en ca. 4 m bred og 1.5 m dyp drenasjegrøft fra utløpet av Øvsta Gauknetjørn og ned til lekkasjeoverløpet nedstrøms for dammen. Grøfta er fylt med grov blokk 0.25 m^3 < V < 0.5 m^3 som er forkilt i toppen med sortert sprengstein 60 - 150 mm. Drensgrøfta er gjennomgående gjennom dammens filtersoner, og er oppstrøms for disse forbundet med tverrgående drensfingre som er bygd inn i oppstrøms støttefylling. Drensfingrene er i

prinsipp bygd opp på samme måte som drensgrøfta, men er separert fra oppstrøms støttefylling og filtermaterialene med 2 lag fiberduk med et mellomliggende lag av knust stein 0 - 55 mm for å hindre partikkeltransport. Systemet er vist på fig. 4.4.1.

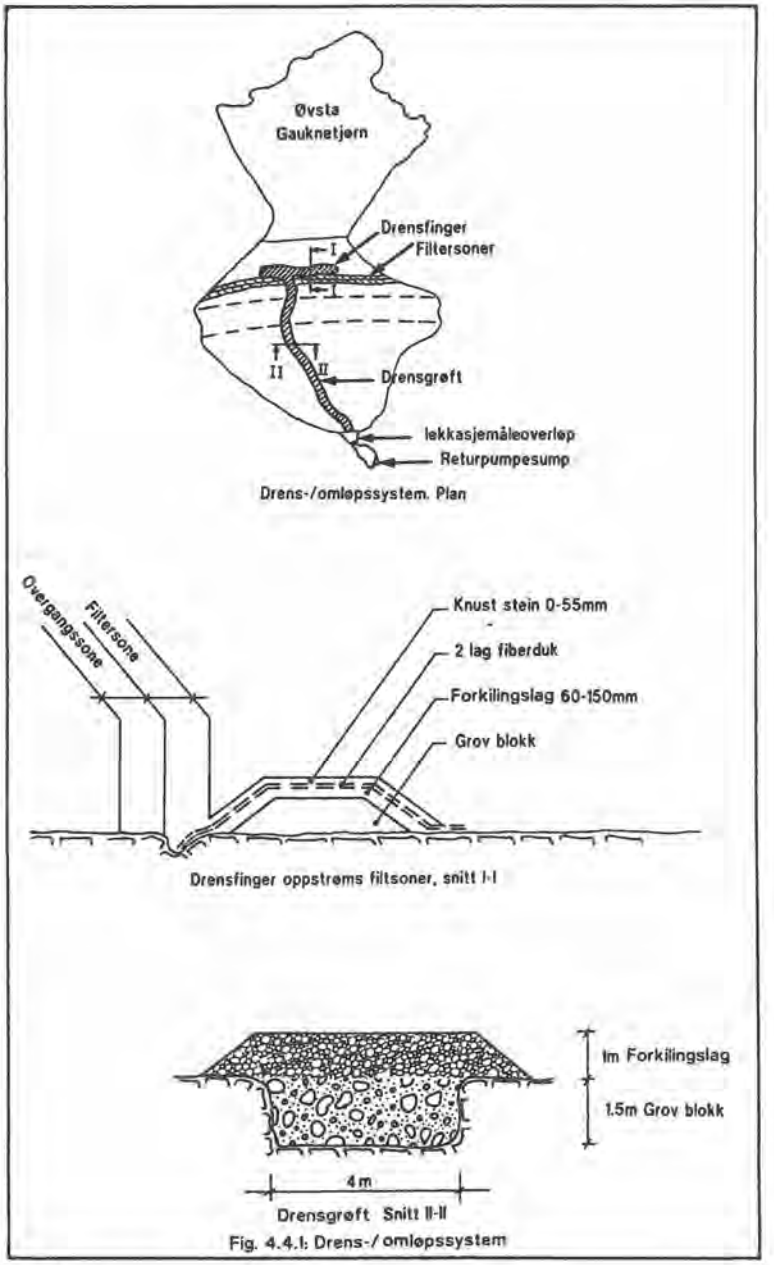


Fig. 4.4.1: Drens-/ omløpssystem

4.4.3 Startdam

Startdammen bygges i hovedsak av 3 massetyper:

-	støttefyllingsmasser	ca. 770 000 m^3
-	overgangsmasser	ca. 16 000 m^3
-	filtermasser	ca. 16 000 m^3

Dammens geometri fremgår av fig. 4.4.2.

Filtersonen er 2 m bred og bygges med knust malm som hentes direkte fra siloer i oppredningsverket. Fraksjonsstørrelsen er 0 - 12 mm. Massene bygges inn i 0.75 m tykke lag og komprimeres med 1 overfart med 7 tonns vibrovalse.

Filteret er nedstrøms beskyttet av en 2 m bred overgangssone. Massene produseres på dammen ved å sikte støttefyllingsmasser over et stavsikt (harpe) med d < 170 mm. Massene bygges inn i 0.75 m tykke lag og komprimeres sammen med filtersonen. Oppstrøms beskyttelse av filtersonen er ikke nødvendig fordi motstrøms gradienter i dammen ikke vil kunne oppstå.

Som støttefyllingsmasser benyttes gråberg fra dagbruddet. Massene transporteres inn på dammen med gruvetruckene, og legges ut i 3 m tykke lag med dozer. Støttefyllingen komprimeres med transport- og utleggerutstyret. Inn mot filter- og overgangssone sorteres stein > 30 cm vekk. Nedstrøms damskråning har en helning på 1:1.5. Skråningen plastres ikke, men det søkes allikevel å få plassert de groveste fraksjonene ytterst. I damfoten nedstrøms er det etablert en ca. 3 m høy tå av grov blokk.

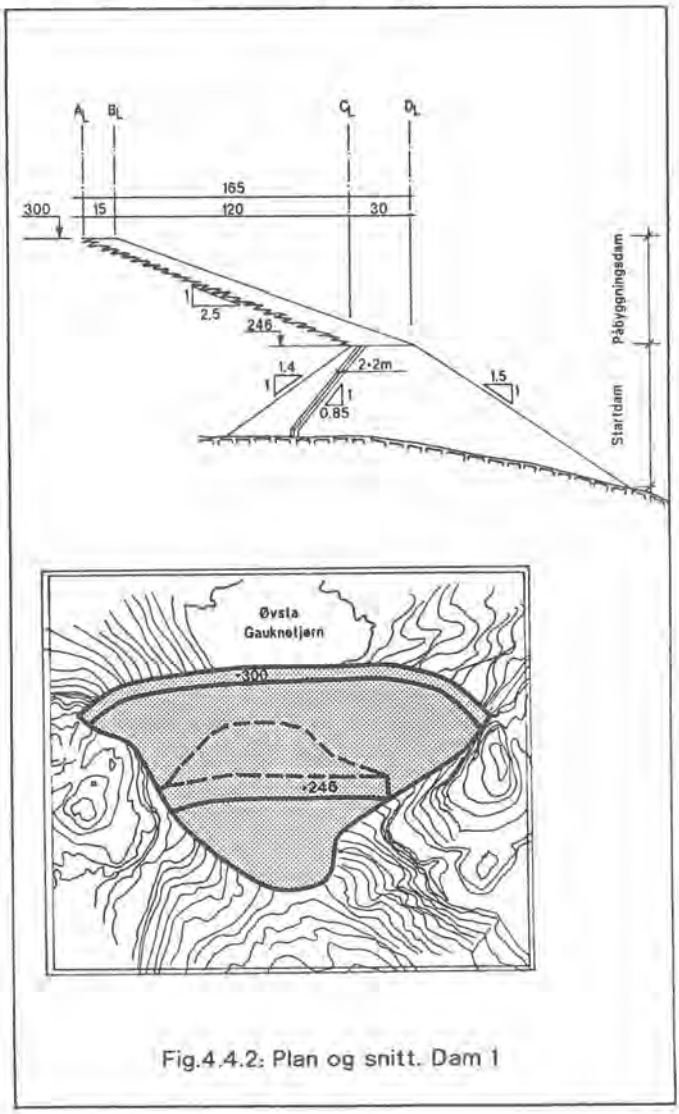


Fig.4.4.2: Plan og snitt. Dam 1

4.4.4 Returpumpesystem

SFT kan pålegge Titania å pumpe lekkasjevannet tilbake til deponiet. Nedstrøms lekkasjemåleoverløpet er det derfor etablert en returpumpesump ved hjelp av en enkel betongplatedam med bjelkestengsel.

5.0 KONTROLL

5.1 KONTROLL I BYGGEFASEN

Kontroll i byggefasen omfatter alle kontrollarbeider for startdammen opp til kote +246.

Kontrollopplegget omfatter følgende hovedelementer:

- Damfundament, rensk
- Masser i de forskjellige soner
- Utlegging
- Geometri
- Vannføring
- Meteorologiske data

Prosjektet er meget spesielt i forhold til andre damprosjekter av tilsvarende størrelse i og med at dameieren, som også er entreprenør, i hovedsak utfører all kontroll selv.

Dette utføres i praksis gjennom klart definerte prosedyrer fra konsulenten hvor både type kontroll, hyppighet og rapporteringsrutiner er fastlagt. Konsulenten, som ekstern kontrollør, blir jevnlig forelagt kontrollresultatene til gjennomgang. I tillegg foretar konsulenten kontrollbesøk på anlegget hver 5. - 6. uke, og forestår rapportering til NVE - Vassdragstilsynet.

Ved siden av den rutinemessige oppfølging av geometri, vannføring, utlegging etc. er det lagt stor vekt på å sikre gode filteregenskaper i dammen gjennom strenge krav til oppfyllelse av filterkriteriene.

I fig. 5.1 er vist resultater fra et utvalg av kornfordelingsanalyser fra kontrollarbeidene.

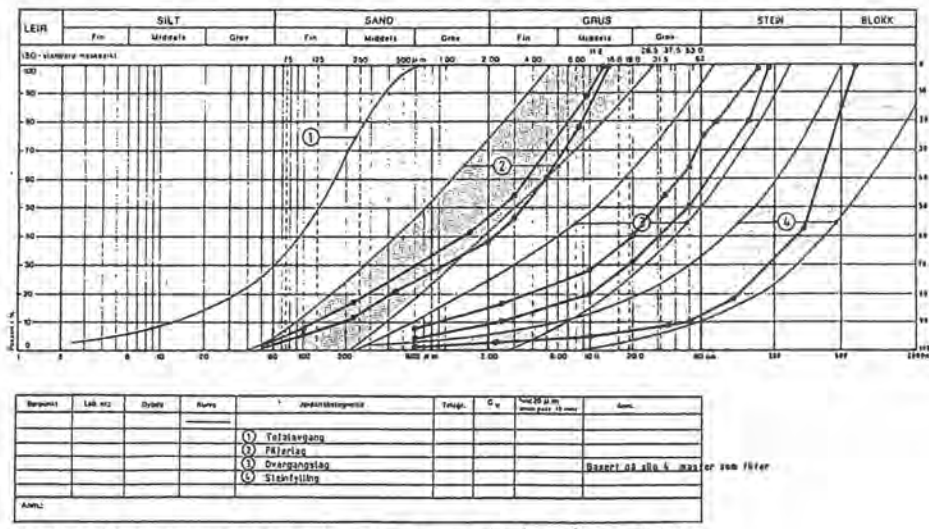


Fig.5.1: Omhylningskurver for prøver av innbygde masser

5.2 KONTROLL I DEPONERINGSFASEN

Kontroll i deponeringsfasen omfatter alle kontrollarbeider fra deponering av avgangsmasser starter og fram til ferdig deponihøyde på kote +300 eller +325.

På grunn av den lange byggetiden (anslått 30 - 40 år) vil det være nødvendig å ha en fortløpende eller periodevis revurdering av kontrollopplegget for til enhver tid å ivareta de sikkerhets-, drifts- og kvalitetsmessige sider ved anlegget.

I utgangspunktet inneholder kontrollopplegget følgende hovedelementer:

- Poretrykk/grunnvannstand i deponiet
- Sedimenteringsbassengets beliggenhet og størrelse
- Porøsitet og fasthet i deponiets masser
- Lekkasjer
- Masser i de forskjellige soner
- Geometri
- Meteorologiske data

Kontrollopplegget vil være sterkt avhengig av Titanias produksjon til enhver tid og dermed pågang av avgangsmasser til deponiet. Opplegget vil derfor fortløpende bli tilpasset de aktuelle forhold for å sikre optimal drift av deponiet med tanke på både økonomiske og sikkerhetsmessige aspekter.

6.0 DAM 5

Dam 5 utgjør deponiets nordligste begrensing, jfr. fig. 2.1.

Denne er foreløpig ikke detaljprosjektert, og det er derfor for tidlig å presentere noen endelig løsning.

Dam 5 må imidlertid tilfredsstille bl.a. følgende hovedkriterier:

- den må kunne holde tilbake de fineste partiklene i avgangsmassene
- den må være så tett at det kan opprettholdes et dekanteringsbasseng av tilstrekkelig størrelse bak dammen
- prosessvann og nedbør skal kunne avledes på en kontrollert måte
- dam og dekanteringsoverløp må kunne påbygges etappevis
- den skal være "enkel" å bygge, dvs. at Titania kan bygge den selv, og i hovedsak basert på konstruksjonsmessige løsninger som for Dam 1.
- den skal oppfylle alle krav til stabilitet og sikkerhet i henhold til damforskriftene

For å tilfredsstille de 2 førstnevnte kriterier, vil det, i forhold til Dam 1, være nødvendig å bygge inn en ekstra filtersone. Denne kan f.eks. bestå av syklonert grovavgang. Det vil også måtte stilles skjerpede krav m.h.t. lagtykkelser, komprimering, kontrollarbeider m.m. Det endelige tverrsnitt for Dam 5 vil f.eks. kunne se ut som antydet på fig. 6.1.

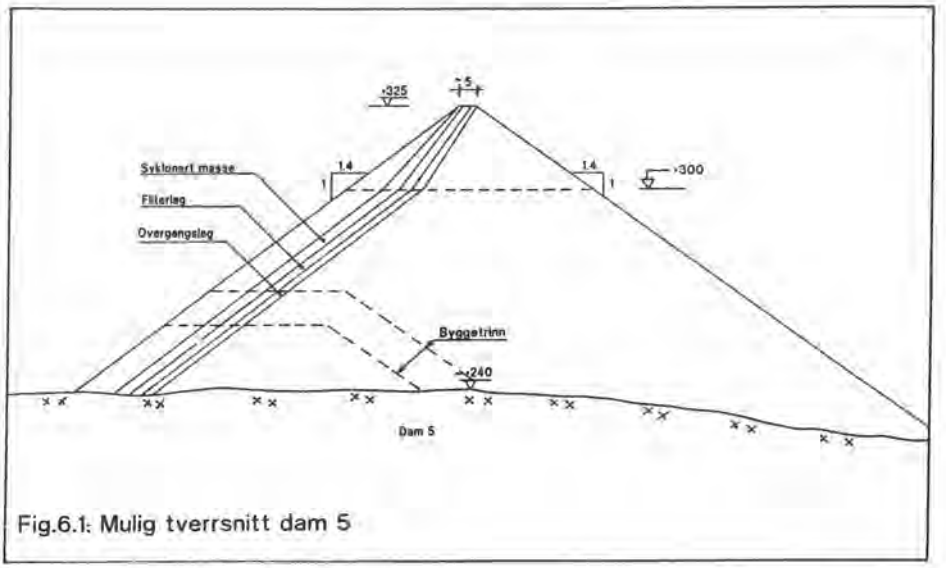


Fig.6.1: Mulig tverrsnitt dam 5

Dam 5 kunne også tenkes etablert med samme design som Dam 1, men dette ville innebære at dekanteringen måtte skje midt inne i deponiet. Dette er lite ønskelig av 3 hovedårsaker:

- vanskelig adkomst for påbygging av dekanteringsoverløpet
- redusert avstand mellom spigotteringspunkt og dekanteringsbasseng
- redusert overflate på dekanteringsbassenget

Dekantert vann ved Dam 5 skal samles opp og pumpes tilbake i prosessen i oppredningsverket.

Første del av Dam 5 og dekanteringssystemet skal etableres i løpet av sommeren 1994.

7.0 ORGANISERING/SAMARBEIDSFORHOLD

Titania utfører og leder selv alle byggearbeider. Som tidligere nevnt forestår de også kontrollarbeidene. Konsulentens rolle har derfor i første rekke vært å utarbeide tekniske spesifikasjoner med tegninger og beskrivelser samt kontrollprogram for byggearbeidene.

Prosessen frem til det endelige resultat som nå er under bygging, har på mange måter hatt form av en kontinuerlig "idedugnad" og optimaliseringsprosess hvor konsulent og byggherre i felleskap er kommet frem til de endelige løsninger. Denne arbeidsformen har ført til at det er utviklet et godt og tillitsfullt samarbeidsforhold, og prosjekteringsarbeidene oppleves derfor som meget spennende og utfordrende. Samarbeidet med NVE - Vassdragstilsynet fungerer også meget godt.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1992

BÆREEVNE AV FRIKSJONSPELER I LEIRE BELYST VED INSTRUMENTERTE PELEFOSØK

Response of piles in soft clay and silt deposits to static and cyclic axial loading based on recent instrumented pile load tests

Avdelingsleder Kjell Karlsrud
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Norges Geotekniske Institutt (NGI) har utført en omfattende serie med statiske og sykliske belastningsforsøk på instrumenterte peler i bløte leire- og siltavsetninger. Henholdsvis i en bløt plastisk leire ved Onsøy, i siltig leire ved Lierstranda og i en leirig siltavsetning ved Pentre i Enlangd. Tre typer peler ble benyttet, alle stålrørspeler. Peletype A var en lukket pel med ytre diameter 219 mm og 10 m lengde. De ble rammet gjennom foringsrør til penetrasjonsdybder fra 15 til 37,5 m. Peletype B var en åpen rørpel med ytre diameter 812 mm, rammet til 15 m dybde, bare benyttet ved Onsøy og Lierstranda. Peletype C, bare benyttet ved Onsøy, var tilsvarende A, men 30 m lang og rammet til 35 m dybde.

Hver av de i alt 14 pelene ble utsatt for flere serier med statiske og sykliske belastningsforsøk etter at poreovertrykkene, generert under peleinstallasjonen, hadde dissipert.

Artikkelen sammenstiller de viktigste måleresultater fra installasjonsfasen og under belastning, med hovedvekt på sidefriksjon og hvorledes denne henger sammen med effektivspenninger og jordas styrkeegenskaper. Resultatene sammenlignes også med tidligere erfaringer og dimensjoneringsregler.

RESPONSE OF PILES IN SOFT CLAY AND SILT DEPOSITS TO STATIC AND CYCLIC AXIAL LOADING BASED ON RECENT INSTRUMENTED PILE LOAD TESTS

K. KARLSRUD, B. KALSNES AND F. NOWACKI
Norwegian Geotechnical Institute
P.O. Box 40 Taasen
0801 Oslo, Norway

ABSTRACT: The Norwegian Geotechnical Institute (NGI) has carried out an extensive series of static and cyclic axial load tests on well instrumented piles, respectively in a soft plastic clay deposit at Onsøy (Norway), a silty clay deposit at Lierstranda (Norway) and a mainly clayey silt deposit at Pentre (UK). Three types of test piles were used. Test piles Type A were a closed-ended 219 mm o.d. steel pipe pile with length of 10 m. They were driven through cased boreholes to tip penetrations of 15 to 37.5 m. Test Pile B was a tubular open-ended steel pile with o.d. of 812 mm driven to tip penetration of 15 m. Test Pile C, only used at Onsøy, was of the same type as Pile A, but was 30 m long and driven to 35 m tip penetration.

Each pile was subjected to a series of static (monotonic) and cyclic axial load tests after the excess pore pressures generated during pile installation had essentially fully dissipated. The paper summarizes the main aspects of the test results and how these tie in with various theoretical models and design methods and some previous pile tests in similar clay deposits.

1. INTRODUCTION

This paper presents results of axial pile load tests recently carried out by the Norwegian Geotechnical Institute in three soft clay deposits, respectively at Onsøy and Lierstranda in Norway and at Pentre in the U.K. The piles were all steel pipe piles driven into the ground and were heavily instrumented to measure distribution of axial load and shaft friction, and earth and pore pressures against the pile shaft.

Three types of piles were tested. Pile type A was closed-ended with a diameter of 21.9 cm and embedded length of 10 m. They were driven through cased boreholes to reach tip penetrations ranging from 15 to 37.5 m. Pile type C was a 37.5 m long flexible pipe with same dimension as Pile A (only tested at Onsøy). Pile type B was open-ended pile with diameter of 81.2 cm and 10 m embedded length, driven through a 5 m casing to 15 m tip penetration (only tested at Onsøy and Lierstranda).

Each pile was subjected to a series of static and cyclic load tests. The static (monotonic) tests were all tensile (pulling) type tests, whereas the cyclic tests included both one-way tensile loading and reversed tension/compression loading.

A vast amount of data have been collected from these pile tests, and the main results have been summarizes in Refs 1, 2, 3, 4. This paper will only highlight the test results and try to show how the results tie in with analytical models and some design rules. Most emphasis is put on observed response during the pile installation and reconsolidation phase, the state of effective stress after reconsolidation, and the ultimate shaft friction and how that relates to effective stresses. The load-displacement response and effects of cyclic loading will only be briefly referred to. The results are also compared to similar and very extensive pile tests carried on 5 m long and 15.4 cm diameter instrumented piles at the Haga site (Refs 5, 6, 7).

2. TEST PILES AND SOIL CONDITIONS

The Onsøy site is located approximately 100 km to the south-southeast of Oslo, Norway. The soil deposit at Onsøy consists of about 45 m of marine clay overlying moraine and bedrock. The upper 8-9 metres consist of a thin desiccated crust followed by soft plastic clay with some black spots of iron sulphide, organic matter and fragments of shell. The deeper clay deposit is grey with occasional shell fragments.

The Lierstranda site is located outside the city of Drammen, 35 km southwest of Oslo. The Lierstranda test site is partly a reclaimed area. About 2.5 m of fill material was placed in the test area in the early 1970's. Below the fill materials there is more than 50 m of soft normally consolidated marine silty clay.

The Pentre site is located approximately 10 English miles northwest of Shrewsbury in England. The upper 3.5 m at the site consists of a stiff weathered clay crust with scattered sand and fine gravel. Below the surface crust is mainly clayey silt with variable content of clay.

Index soil properties for the sites including soil description, water content and content of clay material are presented in Fig. 2.1. At Onsøy the clay is plastic, plasticity index varying from 30 to 50%. At the two other sites the soil is more silty and less plastic, with plasticity index from 10 to 20%.

The in situ stress conditions are shown on Fig. 2.2. At all three sites measured in situ pore pressures are somewhat larger than hydrostatic pore pressures.

The undrained shear strength at the sites have been determined by a number of methods, both in situ tests and laboratory tests. At Onsøy these include field vane tests, unconfined compression tests, consolidated undrained triaxial compression and extension tests, and direct simple shear tests (DSS) on samples consolidated to in situ effective stresses. The s_u profile used for interpretation of the pile tests are mainly based on the average laboratory strength, $(s_u)_{lab}$ in which $s_{u,lab} = 1/3(s_u^C + s_u^{DSS} + s_u^E)$, which also corresponds closely to s_u^{DSS} and $(s_u)_{vane}$.

At Lierstranda, the recommended s_u as shown in Fig. 6.1 is also identical to $s_{u,lab}$. The triaxial and DSS tests on Lierstranda material showed a fairly strong tendency for dilation, which started when the effective stress paths approached the Mohr-Coulomb failure envelope. The dilating nature of some of the specimens may be due to sample disturbance and volume changes during consolidation to in situ effective

stresses. Truly undisturbed clay may not show such tendency for dilation. The representative profile as presented in Fig. 6.1 is therefore determined at a strain of about 6%, neglecting the dilation effects at larger strains. This strength profile varies somewhat from in situ vane measurements. Above 15 m depth the in situ vane strength is somewhat larger than $s_{u,lab}$, while below it is opposite. The proposed profile corresponds well with s_u interpreted from CPT tests using $N_K = 15$.

Most of the site and laboratory tests at Pentre were carried out for the Large Diameter Pile testing project (LDP-project) carried out at the same site, and have been summarized in Ref. 8. The various types of undrained tests show considerable variation, corresponding to normalized undrained shear strength ratios ranging from $s_u/\sigma_{v0}' \approx 0.28$ for UU tests to $s_u/\sigma_{v0}' \approx 0.70$ for in situ vane tests. The vane tests are probably not representative due to pore pressure dissipation effects after penetration and during shearing (Ref. 8). Interpretation of undrained shear strengths from CIU and CAU triaxial tests are here even more difficult due to strong dilation at large strains. The CIU/CAU triaxial compression tests typically gave s_u/σ_{v0}' of 0.31 at small strains when the Mohr-Coulomb line is reached, climbing to $s_u/\sigma_{v0}' \approx 0.50$ at large strains (20%) as a result of dilation. Two direct simple shear tests gave on average $s_u/\sigma_{v0}' = 0.35$ at large strain and 0.29 at moderate strain. A representative average in situ undrained shear strength of $s_{u,lab} = 0.33\ \sigma_{v0}'$ has been used in most of these interpretations, except for calculation of α-values from measured shaft friction, where UU-strengths were applied.

In the area close to both the Onsøy site and the Lierstranda sites extensive field and laboratory tests have been carried out. The different tests made at Onsøy suggest that the soil conditions are very uniform in the area. At Lierstranda the soil properties seem to vary more locally. In addition to the shear strength tests on undisturbed clay, NGI has on all deposits carried out DSS-tests on remoulded reconsolidated clay as will be referred to later. Cyclic DSS tests have also been carried out as well as oedometer tests. These results will only be briefly referred to when relevant.

3. TEST PILES AND TEST PROGRAM

Figure 3.1 illustrates the test levels and type of piles tested at each site. Piles A and C had 8.2 mm wall thickness and Pile B 9.5 mm.

Four A-segment piles and one open-ended B-pile were tested both at Onsøy and Lierstranda. The two C-piles were tested only at Onsøy. At Pentre only two A-segment piles were tested. The piles were all driven through pre-emptied casings extended to the top of the test piles. However, one did not always succeed in getting the casings completely emptied, as some remoulded clay slurry often remained.

The instrument units used for the A-piles and C-piles were identical. Each instrument unit contained 2 earth pressure sensors, 2 pore pressure sensors, 2 axial load sensors and a temperature sensor. All sensors were of the vibrating wire type. Fig. 3.2 shows a typical arrangement of instrumentation for Piles A and C. Distance between instrument units was 2.5 m for Pile A and 5.0 m for Pile C.

The instrumentation of the B-pile was different from the A- and C-piles. The transducers were fixed to the inner pile wall. At each of the three instrumentation levels there were 2 earth pressure sensors and 2 pore pressure sensors. The axial

forces in the pile were measured with 8 sealed strain gauges fixed directly to the inner wall of the pile. The location of the strain gauges was offset 0.5 m relative to the pressure transducers to avoid local stress concentrations during penetration.

The pore pressure gauges were vacuum saturated in the laboratory and protected with a gasket to prevent air entry until the sensor entered into the ground. In addition to the above one measured loads and displacements at the pile top. All sensors were logged three times per second using a Fastscanner system. The data tapes were run through a specially written computer program to produce time charts, load-displacement curves etc.

The instrumentation of the piles functioned very well. All sensors were carefully calibrated in laboratory before pile testing. Zero-readings were taken both before pile installation and after pile removal to check whether the pile driving had made any influence on the instrumentation. The zero-readings after the pile removal were used. Normally, the zero-readings before and after installation was quite similar. There were also very few drop-outs. Generally the two earth- and pore pressure sensors at each instrumentation level gave almost identical readings.

Both the casings and the piles were driven into the soil using a drop hammer of either 1 ton, 2 tons or 3 tons weight. The time required for installation were normally a few hours.

The piles were tested after a reconsolidation period ranging from 30 to 50 days after installation. The load testing program on each pile generally consisted of two test series with a waiting period of some days in between.

In each test series the pile was first subjected to a static (monotonic) load test where the load was increased stepwise to failure in about one hour in a tensile (pulling) mode, Fig. 3.3. Immediately after unloading the pile was subjected to a cyclic load test. These were also load controlled, with the cyclic load levels generally set at a constant predetermined level, with the intention of achieving failure within less than 500 cycles. The cyclic period was 9.2 seconds. The cyclic load levels were in most tests set so that Q_{ave} and Q_{cy} were about the same (e.g. $Q_{min} \approx 0$), and with Q_{max} in tensile direction. There were, however also three symmetrical two-way tests on A-piles, two at Onsøy and one at Lierstranda (all as part of a 2nd or 3rd test series).

In addition to the above, a few piles were subjected to a "final static" test immediately after cyclic loading, one pile was loaded statically to failure within a few seconds, and one pile was subjected to a sustained static creep load. Thus, altogether 55 different load tests were carried out on the 14 test piles.

4. THE INSTALLATION PHASE

Measured results

Both total earth- and pore pressures against the pile shaft increased significantly compared to the in situ stresses during driving of the piles. The excess pressures at Onsøy and Lierstranda were very similar. At Pentre the measured pressures were much lower, due to significant pore pressure dissipation during the driving process itself. The Pentre deposit is more layered and contains more granular soils than at Onsøy and Lierstranda and has about 100 to 200 times larger coefficient of

consolidation than the other sites.

Figure 4.1 presents measured excess pore pressures distributions at the end of pile driving, Δu_i, normalized to undrained shear strengths, and Fig. 4.2 shows $\Delta u_i/s_u$ and $\Delta u_i/\sigma_{v0}'$ (σ_{v0}' = in situ vertical effective stress), versus overconsolidation ratio, OCR. Included in Fig. 4.2 are also measured values at Haga. The measured data are rather consistent, suggesting that $\Delta u_i/s_u$ decreases with increasing OCR, and that $\Delta u_i/\sigma_{v0}'$ increases with increasing OCR. The Pentre data are not included due to the significant pore pressure dissipation that occurred during pile driving.

The excess pore pressures induced by the closed-ended piles were higher than for the open-ended piles. While typical values of $\Delta u_i/s_u$ and $\Delta u_i/\sigma_{v0}'$ at depth 12.5 m were 7-8 and 1.8-2.2, respectively, for closed-ended piles, corresponding values for the open-ended piles were 5 and 1.45.

The measured total earth pressure after installation were almost identical to the measured pore pressures, which means that the effective horizontal earth pressures measured at the end of installation were very close to zero. Typical effective horizontal earth pressures measured at the end of installation were -10 to 0 kPa. Note that effective horizontal earth pressures have been taken as the difference between two large values of earth pressure minus pore pressure (which were up to 1800 kPa), which can introduce some inaccuracies.

Analyses and discussion

The effect of pile installation on stresses induced in the clay surrounding the piles, can analytically be modelled by coupling an installation model for predicting displacement patterns and strain fields, and a constitutive soil model for analysing stress changes. Two installation models have been considered:

- The Cavity Expansion Method, CEM (e.g. Refs 9, 10, 11) which assumes that all displacements during pile penetration occur in a radial direction like expansion of a cylindrical cavity.
- The Strain Path Method, SPM (Ref. 12) that also accounts for vertical soil displacements and shear strains during steady penetration of a pile into the ground.

Constitutive soil models that have been applied to analyse these problems are the following:

- A linear elastic- perfectly plastic (EP) total stress model for predicting stresses during pile installation.
- A linear elastic model for predicting stress changes during reconsolidation.
- The effective stress based Modified Cambridge Clay model (MCC) which can be used to predict both stresses during installation and reconsolidation. This is a non-linear work-hardening soil model which assumes that the yield surface is symmetric and undrained shear strength is isotropic.
- Soil models developed at the Massachusetts Institute of Technology (MIT). The MIT-models (MITE1, MITE2 and MITE3) can be considered an extension of the MCC-model. They account for shear strength anisotropy and strain softening in addition to the other aspects of the MCC-model.

The simplest CEM-EP model predicts a pore pressure change at the pile shaft given by:

$$\Delta u = s_u \ln G/s_u$$

For these pile analyses s_u as presented in Fig. 6.1 is used. The modulus G is selected in line with previous recommendations (e.g. Ref. 10) as the secant modulus at 50% of the applied shear stress to reach failure (G_{50}). This modulus was determined from direct simple shear tests on undisturbed clay.

Figure 4.2 shows that this CEM-EP approach consistently underpredicts the installation pore pressures. For practical purposes the data as shown in Fig. 4.2 suggests that the simple CEM-EP model can give a good assessment of the excess pore pressure against the pile shaft if the predicted results are upgraded by a factor of about 1.3.Fig. 4.2 also presents typical predictions of excess pore pressures using CEM-MCC model and SPM-MITE1/E2 (based on Refs 13, 14, 15, 16).

The CEM-EP, as well as the CEM-MCC approach, predict significant positive lateral effective stresses against the pile shaft during pile penetration both for open- and closed-ended piles. This strongly contradicts the field observations of close to zero effective stresses. The SPM-MITE1/E2 model predicts, however, more correctly the low effective stresses measured. This is partly due to the installation model and partly due to the strain-softening model in MITE1/E2.

5. THE RECONSOLIDATION PHASE

Measured results

The measurements made at Onsøy and Lierstranda were generally quite similar with respect to the reconsolidation process. Fig. 5.1 shows typical measured evolutions of normalized total and effective earth pressures, and pore pressures. Both the total earth pressures and the pore pressures decreased by the same amount during the first period after installation. Thus, the effective horizontal pressures stayed close to the values at the end of installation until 30-50% of consolidation had taken place. At that time the effective horizontal stresses started to increase.

Figure 5.2 shows typical curves of pore pressure dissipation with time. The shape of the consolidation curves was very similar for all piles; a very fast pore pressure dissipation during the first time after installation and a very slow dissipation towards the end of the consolidation process. The variation in consolidation times were generally in accordance with variations in coefficient of consolidation. Due to the very slow pore pressure dissipation towards the end of the consolidation, load testing was normally initiated before 100% consolidation had taken place (from 90 to 98% after 30 to 50 days). At Pentre the general evolution of earth- and pore pressures was much the same, but the excess pore pressures dissipated completely after maximum 10 hours.

Figure 5.3 shows ratios between effective horizontal pressure and in situ effective vertical stress, $k_c' = \sigma_{hc}'/\sigma_{v0}'$ for all piles. Note that the values shown in Fig. 5.3 are extrapolated values which correspond to 100% consolidation.

The k_c' values measured at Onsøy were somewhat lower than the in situ stress ratio, k_0'. At Lierstranda, however, the measured k_c' values were extremely low, with k_c' of only 0.10 for the deepest pile. This falls way on the low side of what has previously been reported from laboratory "pin" model tests (Ref. 17), small scale in situ tests (Refs 18, 19), and experiences from Haga and Onsøy. Low k_c'-values were also measured at Pentre, especially for the upper pile (Fig. 5.3). Both at Lierstranda and at Pentre these low horizontal effective stresses were reflected in low axial capacity. This will be further discussed in the next chapter.

Analyses and discussion

Three factors that have major influence on predictions of time-rate of pore pressure dissipation:

- The shape of the initial excess pore pressure field.
- The radial extent of the excess pore pressure field, r_p/r_0.
- The operating coefficient of consolidation.

CEM theories predict an initial excess pore pressure which decrease logarithmically with normalized radial distance from the pile wall, r/r_o, whereas SPM predicts and essentially linear decrease with r/r_o (Ref. 4). The influence these two types of initial pore pressure fields have on the pore pressure dissipation curves are visualized in Fig. 5.4, for various values of $\lambda = r_p/r_0$ (r_p is the extent of the initial excess pore pressure field and r_0 is pile radius). The curves were taken from Ref. 20.

The analyses of the pile tests showed that a very good prediction of the complete time-rate of pore pressure dissipation can be made with a simple linear radial consolidation analyses when the following assumptions are made:

- Use of a coefficient of consolidation corresponding to the true in situ recompression value of the coefficient of consolidation, c_r, determined in the stress range of about 0.5 to 1.0 σ_{v0}'. To arrive at the correct c_r-value, may require that the results of oedometer tests are corrected for sample disturbance effects. This generally requires that the oedometer tests include an unloading/reloading branch. If the clay is layered one must also consider the possibility of a higher permeability in the horizontal than the vertical direction. Thus, the oedometer tests may have to be carried out on vertically trimmed specimens.

- The initial excess pore pressure field should be assumed to decrease linearly with r/r_0.

- The radial extent of the excess pore pressure field, r_p/r_0, is computed on basis of CEM-EP theory, i.e. that

$$r_p/r_0 = \sqrt{\frac{G_{50}}{s_u}} \qquad \text{for closed-ended piles}$$

$$r_p/r_0 = \sqrt{\frac{G_{50}}{s_u} \cdot \frac{(r_0^2 - r_i^2)}{r_0^2}} \qquad \text{for open-ended piles}$$

r_o = external pile radius
r_i = internal pile radius

Figure 5.5 compares r_p/r_0 predicted with the above assumptions with values that have been backfigured to give a perfect match with the measured dissipation times. These results suggest that to fit t_{90} (time to reach 90% consolidation), r_p/r_0 from CEM-EP should be slightly increased, on average by a factor of 1.1. Because the consolidation time is about proportional to $(r_p/r_0)^2$, this means that the consolidation time should be increased by a factor of about 1.2.

Predicted pore pressure dissipation curves based on the recommended procedure, agree very well with the observed pore pressure dissipation for the different piles, as shown by Fig. 5.2.

Pile plugging will have a dramatic effect on the dissipation times. For the open-ended B piles, for instance, plugging would theoretically increase the consolidation time by a factor of 21.6. Thus, the aspect of plugging may be of great importance for offshore piling practice.

A linear type of consolidation theory will, no matter what the initial stress condition is, predict no change in total earth pressure against the pile shaft during the reconsolidation phase. This is in direct conflict with the measurements which showed a significant reduction of total horizontal stress during reconsolidation. As a consequence of this, the CEM-MCC approach grossly overpredicts the final effective stresses as illustrated in Fig. 5.6.

The SPM-MITE1/E2 models predict the final effective horizontal stresses reasonably well for piles in plastic clays as at Onsøy. The typical range of predicted values in Fig. 5.6 was based on analyses presented in Refs 13, 14, 15, 16, 20, 21. For the silty, low plastic clays at Lierstranda and Pentre, however, no analytical models are able to predict so low final effective horizontal stresses as was measured at those sites.

Direct explanations for the very low final effective horizontal stresses measured at Lierstranda and Pentre are not easy to find but are discussed more in the next chapter. However, the observations suggest that there is a connection between the low stresses and soil characteristics such as:

- Plasticity index, I_p. The final effective horizontal stresses seem to be very low when the plasticity index, I_p, is lower than 15-20%. From literature it is also found very low static capacities for wooden piles in low plastic clays (see Chapter 6).

- Silt content. Both Lierstranda and Pentre are silty clays with clay content 10-20%.

- NGI has performed a number of dilatometer tests at different clay deposits. Dilatometer tests at Lierstranda revealed extremely low material index, I_D (Refs 22 and 32). The material index I_D is defined as

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - U_o}$$

p_1 = pressure at 1.1 mm expansion
p_0 = lift-off pressure
U_o = in situ pore pressure

The I_D-factor in the silty clay below 15 m at Lierstranda was in the range I_D = 0.05 to 0.08, whereas in the upper more plastic clay and at Onsøy I_D = 0.15 to 0.25.

Also effective stresses after consolidation had been allowed were low at Lierstranda. Thus, dilatometer tests may give information of extreme soil conditions with respect to the effective stress state at the end of consolidation and axial pile capacity.

One has also carried out cone penetration tests with pore pressure measurements (CPTU-type) in these deposits, but those results did not show any major differences at Onsøy and Lierstranda.

6. ULTIMATE LIMIT SHAFT FRICTION

Measured results

Figure 6.1 and Table 6.1 present measured values of ultimate limit shaft friction, τ_{us}, for the first static load test on each pile. For A- and B-piles the values given are average values deduced from the axial loads measured at 2.5, 5.0 and 7.5 m below the bottom of the casings. For the Pentre A-piles it is also shown the distribution of shaft friction from 2.5 m to the tip of the pile, because one here had fairly large local variations. The shaft friction along the lowest 2.5 m was calculated by assuming a theoretical tip resistance (suction) corresponding to $q_{tip} = 9 \cdot s_u \cdot$ Area. As for the k_c'-values in Fig. 5.3, the τ_{us}-values in Table 6.1 and Fig. 6.1 were extrapolated to correspond to 100% pore pressure dissipation. The extrapolation was made by assuming the τ_{us} would increase in proportion to σ_{hc}'. The extrapolated values are typically 10 to 25% larger than the values actually measured for the Onsøy and upper three Lierstranda piles, whereas 100% dissipation was reached for the others.

For direct comparisons, Fig. 6.1 and Table 6.1, also present in situ undrained shear strength values, s_u, as discussed in Section 2 above. Subsequent comparisons

are based on the s_u^{lab}-values for Onsøy and Lierstranda and s_u^{UU} for Pentre. On that basis apparent measured α-values ($\alpha = \tau_{us}/s_u$) are presented in Table 6.1 together with β-values (($\beta = \tau_{us}/\sigma_{v0}'$).

The following main observations are made from these results:

- In the plastic Onsøy clay the measured apparent α-values for the A-segment piles were generally close to unity, but decreased with depth to a minimum value of 0.77 for Pile A4. β-values correspondingly decreased with depth from 0.28 to 0.20.

- The corresponding A-segment piles in the silty Lierstranda clay showed extremely low α- and β-values, with α-values also in the case decreasing with depth from 0.50 to 0.22, and β from 0.15 to 0.05.

- The upper A5-pile in the clayey silt at Pentre showed α- and β-values which were of the same order as the upper Lierstranda piles, whereas the lower Pentre pile was more in the line with the Onsøy piles. Note, however, the large variation along this pile, which may be associated with the very layered nature of this deposit, and a locally very stiff seam described as "siltstone" found in some soil borings around this depth.

- The very low shaft friction values for the Lierstranda and upper Pentre piles are apparently at least partly related to the very low k_c'-values also measured for these piles. Notice also the low plasticity index for these deposits, and in particular at Lierstranda (Fig. 2.1).

- The long Pile C1 at Onsøy showed consistently smaller τ_{us}-values than the A-segment piles at similar depths. Measured in per cent, the difference to the A-piles tends to be larger along the top half than the lower half, but is on average 20% for the entire pile. There were no indications in the observed relationships between mobilized shaft friction and local pile displacements (τ-z data) that suggested strain softening had anything to do with the lower shaft friction along Pile C1 compared to the A-segment piles. Thus, the only possible explanation is that driving of a long pile causes more direct disturbance of the clay, and/or more "whipping" effects. The result is, as was also measured, lower effective earth pressures against the long flexible Pile C1 compared to the stiffer A-piles (Fig. 5.1).

- At both Onsøy and Lierstranda the large diameter open-ended B-piles showed nearly the same τ_{us}-values as the corresponding closed-ended A-piles.

Most of the piles were subjected to a second test series some days after the first series of static and cyclic loading. In these 2nd static tests the average shaft friction was typically 10-15% and 25 to 45% larger than in the 1st tests for the Onsøy and Lierstranda piles respectively. At Haga it was observed a similar increase of about

25% from a 1st to 2nd test, and after a 3rd test on the same pile the capacity increased to as much as 63% above the first. It is only the Pentre piles that showed no such increase.

Analyses and discussion

For essentially normally consolidated clays the current API(89) design guideline (Ref. 23) gives α-values close to unity and therefore, grossly overpredicts the shaft friction of all Lierstranda piles and the upper Pentre pile, Fig. 6.2. There are no other conventional design rules, (α, β or λ-approaches) that would come near to predicting such low values of shaft friction.

As already stated above, the low τ_{us}-values are to some extent related to very low σ_{hc}' or k_c'-values. This is directly evident from the normalized values of τ_{us}/σ_{hc}' presented in Table 6.1, which show considerably less variation than either α- or β-values.

Based on NGI's pile tests at the Haga site (Refs 5, 6, 7) the first author started development of a new method for predicting the ultimate shaft friction along piles in clay. The method, for simplicity named the NGI-method, tries to resolve and take into account the influence of the following factors on the shaft friction:

i) How are the basic undrained shear strength properties of the clay influenced by the severe remoulding and large shear distortions caused by the pile installation?

ii) What is the state of effective stresses in terms of σ_{hc}', $\sigma_{\theta c}$' and σ_{vc}' when all excess pore pressures have dissipated (Fig. 6.3)?

iii) How does the shear strength vary with distance from the pile surface and the level of effective stresses after complete reconsolidation (Fig. 6.4)?

Based on strains predicted by SPM and CEM, and field observations from block samples taken next to the Haga piles (Refs 5 and 6), one can identify three distinct zones in the soil after pile installation (Fig. 6.4).

- Zone A, or the "Remoulded Reconsolidated" (RR) zone, is a rather thin zone closest to the pile wall (5-10 mm at Haga) which is subjected to extremely large shear distortions and severe remoulding during pile penetration. In this zone the original fabric of the clay is completely wiped out.

- Zone B, or the "Disturbed" zone, is a zone which experiences large but "finite" strains, more or less as predicted by SPM. The shear strains, and thus, the extent of Zone B, are much larger for a closed-ended pile than for an open-ended pile.

- In Zone C, the stresses and strains caused by the pile installation are so small that one may assume that the undisturbed in situ shear strength is not influenced.

The types of shear stresses and shear strains induced by pile loading correspond to

that of direct simple shear (DSS). Therefore, the NGI-method was developed on basis of DSS tests. This agrees with the suggestion in Ref. 24. To model the shear strength in Zone A, undisturbed clay is severely remoulded in the laboratory at its in situ water content. It is then stamped into a consolidometer and consolidated to the appropriate effective stress. The specimen is then taken out, trimmed and built into the DSS-apparatus.

NGI has carried out a fairly large number of such DSS tests on remoulded reconsolidated (RR) clay from various onshore and offshore sites. The type of clays range from normally consolidated to moderately overconsolidated (OCR = 1.0 to 5.0) with undisturbed undrained shear strengths ranging from about 20 kPa to 500 kPa. The different clays all show that the shear strength is essentially proportional to the axial effective consolidation stress, σ_{ac}', applied in the DSS test, e.g.

$$(\tau_f/\sigma_{ac}')^{RR}_{DSS} = \text{constant}$$

Most clay models imply that the undrained shear strength of a normally consolidated clay is proportional to the mean effective consolidation stress at onset of undrained shearing. Therefore, it is proposed that the ultimate limit shaft friction, τ_{us}, in the RR Zone A is computed from:

$$\tau_{us}^{RR} = \xi\,(\tau_f/\sigma_{ac})^{RR}_{DSS} \cdot \sigma_{hc}' \tag{1}$$

The correction factor ξ accounts for the difference between the mean effective stress for a clay element close to the pile wall, and the mean effective stress in the DSS apparatus for a specimen consolidated to an axial effective stress, σ_{ac}', equal to σ_{hc}' against the pile shaft. The mean effective stress in the DSS apparatus for a severely remoulded specimen is assumed given by

$$(\sigma_{mc}')_{DSS} = 1/3\,(1 + 2 \cdot k_{onc}')\,\sigma_{ac}' \tag{2}$$

where $k_{onc}' = k_o'$ for truly normally consolidated material. The mean effective stress against the pile shaft is given by:

$$(\sigma_{mc}')_{pile} = 1/3\,(\sigma_{hc}' + \sigma_{vc}' + \sigma_{\theta c}') \tag{3}$$

Only σ_{hc}' is really known from the pile tests. If, however, one assumes $\sigma_{vc}' = \sigma_{v0}'$ (in situ vertical effective) and that $\sigma_{\theta c}' = k_{onc}' \cdot \sigma_{hc}'$, one gets the following expression for the correction factor, ξ:

$$\xi = \frac{(\sigma_{mc}')_{pile}}{(\sigma_{mc}')_{DSS}} = \frac{\left[1 + \frac{1}{k_c'} + k_{onc}'\right]}{(1 + 2k_{onc}')} \tag{4}$$

For a typical value of $k_{onc}' = 0.5$, $\xi = 0.75 + \frac{1}{2 \cdot k_c'}$

As implied by Fig. 6.4, and discussed in more detail in Refs 4 and 7, the critical shear plane may not necessarily lie within the most severely remoulded Zone A, but

could also lie within the Zone B where the clay has undergone large but finite strains. Attempts have been made to assess the shear strength in this zone (Ref. 4). The strength can definitely be smaller than in the remoulded Zone A, which undergoes larger volume changes during reconsolidation, and especially in clays which are normally to lightly overconsolidated. A lower shear strength in Zone B is, however, partly compensated for by the decrease in imposed shear with distance from the pile surface. Thus, assuming failure to occur within the RR-zone has been found to overpredict the shaft friction by maximum 10-20%. For overconsolidated clays (OCR $\geq$ 1.5 to 2.5) there are no doubts that failure will occur in the RR-zone A.

Table 6.2 presents predicted values of shaft friction for the different piles, also including Haga, based on Eqs (1) and (4); $(\tau_f/\sigma_{acc}')^{RR}_{DSS}$-values as measured in laboratory tests (Table 6.2), and the values of σ_{hc}' and k_c' actually measured against the pile shafts. The ratio of measured to predicted values of τ_{us} are also given. The agreement is generally very good for all piles except the Lierstranda piles and the upper Pentre pile. This is more clearly seen from Fig. 6.5, where the backfigured values of the correction factor, ξ, is compared to predicted by Eq. (4) and assuming for simplicity $k_{onc}' = 0.5$ for all the clays.

Figure 6.6 shows actual measured and predicted distributions of shaft friction with depth for the Haga tests. The very good agreement with the NGI-method for this case, that is, a clay deposit where the in situ shear strength is nearly constant with depth, but OCR decreases considerably with depth, gives strong support to the basic concepts of the NGI-method. Also API(89) (Ref. 25), gives fair agreement with the Haga pile, whereas the previous API(82) fails completely to predict the variation in τ_{us} with depth.

The low backcalculated values of ξ for the Lierstranda and the upper Pentre piles (Fig. 6.5) can, according to the basic principles of the NGI-method, only be explained by vertical "silo" or "arching" effects, making σ_{vc}' considerably smaller than σ_{v0}'. As an illustration, to get down to $\xi = 1.0$ requires that $\sigma_{vc}' = \sigma_{\theta c}' = k_{onc}' \cdot \sigma_{hc}'$, which would correspond to σ_{vc}' only 20% of σ_{v0}' for Pile A7. The value of $\xi = 1.5$ for Pile A10, can be obtained with σ_{vc}' and $\sigma_{\theta c}' = \sigma_{hc}'$. That would imply a σ_{vc}'-value of only 12% of σ_{v0}'.

The very low effective stress states, and as a consequence shaft friction, along the Lierstranda and upper Pentre piles is an issue of major concern. Similar mechanisms of silo or arching effects and very low shaft friction have been made for driven piles in loose silica sands and cemented calcareous sands.

There are previously also reported very low shaft friction values for other pile tests in soft normally, or lightly overconsolidated clays. Within the API data base (Refs 27, 30) there are pile tests with average α-values down to about 0.4.

Even more striking are results of a large number of load tests summarized in Ref. 26, mostly on wooden piles from Norway and some other countries. Most piles were load tested several times after installation, typically 1 month and 3 months. Fig. 6.7 shows reported α-values at these two time intervals as function of plasticity index of the clay. Only tests on wooden piles in Norway have been included for simplicity. The piles were from 10 to 24 m long, with average diameter in the range of about 21 to 27 cm. The clay deposits were normally to moderately overconsolidated, with water contents ranging from 30 to 60%. The average undrained shear strengths ranged from 18 to 70 kPa, and the corresponding s_u/σ_{v0}' ratio from

about 0.25 to 0.70.

Figure 6.7 shows quite clearly that at both 1 and 3 months the α-value drops off rapidly from close to or even above 1.0 when $I_p \geq 20\%$, to respectively α of about 0.15 and 0.35 after one and three months when $I_p \leq 12\%$. For the 1 month tests Fig. 6.8 shows α-values against approximate average s_u/σ_{v0}'-values. The numbers given for each point represent the I_p-values. Note that the σ_{v0}'-values have only been roughly estimated as we have not had access to in situ pore pressure data from these old case records. For comparison, the current API (1989) design line is also shown in Fig. 6.8.

Figures 6.7 and 6.8 confirm fully the impression from the pile tests reported herein, that low plastic silty clays can have very low shaft friction (α-values), and that the plasticity index is an important design parameter at least for normally or lightly overconsolidated clays.

The increase in capacity from 1 to 3 months shown by Fig. 6.7, can only to a very limited extent be explained by pore pressure dissipation. The reason is that for the pile diameters and clay types in question, a time of 1 month is sufficient to reach about 80-90% pore pressure dissipation. The relative increase from 1 to 3 months is generally largest for the low plastic clays, and up to a factor of about 3.0. It is quite possible that as time goes there is a gradual restoration of total and effective stresses back towards the in situ values. The effects of this is quite naturally largest in the low plastic clays where the effective stresses apparently are much lower than the in situ stresses when 100% pore pressure dissipation is reached.

As presented above, most piles (except Pentre) showed an increase in pile capacity from the 1st to the 2nd test series (10 to 45%). This increase was not found to be related to any corresponding increase in horizontal effective stress against the pile shaft. It was, on the other hand, for these clays found a very similar increase in undrained shear strengths in direct simple shear tests on RR-clay, when the same specimen was sheared twice but allowed to reconsolidate in between, as in the pile tests. This "preshearing" effect of typically 10 to 45%, contributes to some of the increase in capacity from 1 to 3 months in Fig. 6.6, but not the up to 3-fold increase in same cases. Thus, a gradual restoration of in situ stresses must be the major cause of the increase with time. It is conceivable that such a gradual restoration of effective stresses and increase in shaft friction could go on over a long period of time.

The implications of this study when it comes to design of friction piles in silty low plastic clays are quite serious. It suggests that the simple API-design guidelines should consider the plasticity index as an additional parameter for selecting α-values. The dashed lines in Fig. 6.2 tentatively outline a relationship for low-plastic clays. This is based on the current pile test results and the data presented in Fig. 6.8. The curves may be conservative, as they do not reflect the potential for gradual restoration of total in situ stresses and consequently build-up of pile capacity with time, as indicated by Fig. 6.7. Note that for large s_u/σ_{v0}'-values (OCR's), the API curve for plastic clays have been raised somewhat in line with the suggestion in Ref. 28 based on recent pile tests in very stiff clays. Again, these values may be conservative due to possible time effects as discussed above.

In line with the API-method, the NGI-method can also be adopted to account for the effects of clay plasticity on the k_c' and ξ-values as tentatively suggested in Figs 5.6 and 6.5.

The results of the load test on the long Onsøy pile also suggest that design methods should account for some effects of length of pile driven into the ground. It is not at present clear whether this length effect should only be related to length of pile driven and/or pile flexibility (stiffness). These pile tests results do not suggest that strain softening in terms of τ-z behaviour contributes significantly to length effects. Pile "whipping effects" discussed earlier will on the other hand be influenced by pile flexibility. There is, however, at present not sufficient data to separate the pure length and the pure flexibility or whipping effect. Presently, the most realistic approach is to use a correction (reduction) factor based on the length/diameter ratio as proposed in Refs 27 and 29. For the Onsøy piles that would give 30% reduction for the C-pile compared to the A-piles, which is somewhat higher than the measured 20%.

Most offshore piles are open-ended pipe piles, and are commonly reported to not plug during driving. The tests reported herein, do not suggest any significant difference in ultimate shaft friction compared to closed-ended piles.

The pile tests reported herein were all carried out under tensile loading conditions. It has been a much debated issue whether or not the pile capacity in compression is larger than in tension. The results of tests at Haga clearly showed no difference (Ref. 5), and the same conclusion was drawn from the recent large diameter tests in very stiff clay reported in Ref. 28.

7. LOAD-DISPLACEMENT RESPONSE, STATIC LOADING

Measured results

From all the pile tests it has been computed local shear stress versus local pile displacement curves (τ-z curves) down along the pile. This was done automatically on the computer. Fig. 7.1 presents typical average curves, where the local shaft friction has been normalized with respect to the ultimate value, τ_{us}, and the local displacement to the pile diameter, D.

These normalized curves show quite similar responses, the ultimate shaft friction being mobilized at a displacement corresponding to 1.5 to 2.5% of the pile diameter. The A and C-piles at Onsøy, Lierstranda and Pentre showed the softest response.

Analyses and discussion

There exists a number of empirical suggestions for development of local τ-z behaviour along a pile shaft.

The τ-z behaviour can also be computed theoretically for instance as described in Refs 7 and 31. The required input is:

- The radial distribution of shear stress, which is simply given by $\tau_r = \tau_{ro}\, r/r_o$.
- The radial distribution of shear strength, which can be assumed estimated as outlined in Ref. 4 on basis of the NGI-method.
- The normalized stress-strain behaviour of the soil under a simple shear type mode.

For a given imposed shear stress on the pile wall the radial shear strain distribution is first determined from the radial degree of strength mobilization and the normalized stress-strain curve for the soil. The local displacement is then found by simple integration of strains out to a selected cut-off distance.

When t-z springs have been developed it is a fairly straight forward task to analyse a long flexible pile. Fig. 7.2 shows a comparison between measured and computed load-displacement response at the pile top for the long C1 and C2 piles. The computed curves were established with the program PAXCY described in Ref. 31 based on the principles outlined above. As input one used stress-strain behaviour as directly measured in DSS tests, but the ultimate shaft friction values were adjusted to give a reasonable fit to the measured values. The lower stiffness of the instrumented Pile C1 compared to the non-instrumented Pile C2 is due to the flexibility of the threaded couplings of the instrument units.

The PAXCY program has also been found to give very good agreement with most of the other pile tests reported herein (Refs 4 and 31).

8. PILE RESPONSE TO CYCLIC LOADING

Measured results

At the Haga test site 26 individual piles were tested first under static then under cyclic loading. Most cyclic tests were constant load-amplitude tests, but the cyclic load values varied over a large range of combinations of cyclic load amplitude, Q_{cy}, and average bias load, Q_{ave}. The Haga tests have been thoroughly treated in Refs 7, and have given a very fundamental picture of the influence of cyclic loading effects on axially loaded piles in clay.

Figure 8.1 gives a simplified representation of the Haga test results. It relates the peak cyclic failure load amplitude, $Q_{max,cy}$, to the average bias load, Q_{ave}, and the number of load cycles, N_f, the piles could sustain before failure was reached. Both $Q_{max,cy}$ and Q_{ave} are normalized with respect to the static capacity, Q_{us}. Thus, Fig. 8.1 gives a direct picture of the influence of cyclic loading on the pile capacity. As seen, the cyclic capacity drops rapidly off when $Q_{cy} > Q_{ave}$ and thus, one gets a full reversal on imposed load direction (tension to compression)..

The cyclic pile load tests at Onsøy, Lierstranda and Pentre cover a smaller range of cyclic loads. They were generally either purely one-way or symmetrical purely two-way, but the results fit into the general picture of the Haga results as illustrated in Fig. 8.1, emphasizing the very detrimental effects of two-way type cyclic loading.

Analyses and discussion

It is beyond the scope of this paper to go into any detailed discussion on how to analyse and model cyclic loading effects. As described in Refs 7 and 31, however, the cyclic pile response can be rather well understood and predicted on the basis of cyclic DSS laboratory tests. A complete representation of cyclic as well as accumulated displacements under any arbitrary cyclic loading history can be made by the computer program PAXCY described in Ref. 31.

Parametric studies in Ref. 31 show that a typical 6-hour North Sea storm may

be represented by an equivalent of about 35 to 100 constant amplitude load cycles under the peak wave amplitude (lowest for two-way loading). Thus, the cyclic loading effects are indeed quite substantial. For symmetrical two-way cyclic loading, Fig. 8.1 suggests a capacity of only 35 to 50% of the static capacity, increasing to 70-80% for pure one-way loading ($Q_{cy} = Q_{sve}$).

It was somewhat surprising that the Onsøy, Lierstranda tests showed lower two-way cyclic capacity than the Haga tests. Cyclic DSS laboratory tests show that the relative effects of cyclic loading should generally increase somewhat with OCR, whereas these pile tests suggest the opposite effect (Haga has OCR = 4 compared to 1.0 to 1.5 for the others).

In any case the results strongly suggest that the capacity under cyclic loading should be accounted for in offshore design practice. This applies in particular to light weight fixed structures which may experience load reversal at the pile top.

9. SUMMARY AND CONCLUSIONS

The following main conclusions are drawn from the comprehensive instrumented axial pile load tests reported herein. The tests were carried out in three different deposits of respectively soft plastic clay (Onsøy), low-plastic silty clay (Lierstranda) and clayey silt (Pentre, UK).

- The excess pore pressures induced by pile installation are consistent and typically correspond to $\Delta u_u/s_u$ in the range 7-9, but tend to decrease with overconsolidation ratio. It agrees fairly well with simple cavity expansion (CEM-EP) models.

- The installation effective stresses are very close to zero in all cases, which is in strong contrast to CEM-EP theory, but agrees better with SPM.

- The dissipation of excess pore pressures are well predicted for both the closed-ended and open-ended piles with the proposed linear radial consolidation theory, provided that one uses the recommended radial distribution of initial excess pore pressures and a coefficient of consolidation corresponding to unloading/reloading (typically 5-10 times larger than in normally consolidated state).

- During the reconsolidation phase the total horizontal earth pressure reduces dramatically, and there is little build up of effective stresses before 30-50% pore pressure dissipation is reached. After 100% dissipation the radial effective stress approached the in situ k_0'-value in the plastic Onsøy clay, but very much lower values were measured at the other two sites. This phenomenon seems to be related to the low plasticity index of these clays.

- The ultimate shaft friction corresponds to α-values approaching unity for the plastic Onsøy clay, but was very low in the low plastic deposits, down to $\alpha = 0.22$ at Lierstranda. These extremely low α-values were clearly related to the low effective stresses. Previous pile tests confirm extremely low α-values in soft low-plastic clays. A tentative correction of the α-s_u/σ_{v0}' relationship of API(89) for plasticity index is suggested.

- The basic principles of the NGI-method, relating shaft friction to the state of effective stresses and the undrained shear strength of remoulded reconsolidated (RR) clay, seems to give a good representation of and explanation for the measured shaft friction. Semi-empirical relationships are proposed to determine k_c'-values and shaft friction based on OCR, I_p and normalized shear strength of RR clay.

- In the low plastic deposits it is suggested that there must occur silo or arching effect, causing a significant reduction in total and effective vertical stress as well as in horizontal direction close to the pile shaft. There are indications from previous pile tests that there may be a gradual increase and restoration of these low effective stresses back towards in situ stress levels. Thus, the shaft friction may increase considerably with time after 100% pore pressure dissipation is reached in such low-plastic deposits.

- Comparisons between the long Pile C1 and the A-segment tests confirm that there exist some length effects. In contrast to previous suggestions, the length effect is primarily related to length of pile driven and/or "whipping" effects. Strain softening effects seem to be negligible.

- Comparisons between the open-ended B-piles and the corresponding closed-ended A-piles suggest no major difference in consolidation effective stresses and shaft friction.

- The load-displacement response (τ-z response) of the piles was fairly consistent and can be well predicted on basis of the stress-strain behaviour from simple shear tests on remoulded and undisturbed clay.

- The capacity of the piles under two-way cyclic loading was only 35 to 50% of the static capacity, increasing to 70-80% under pure one-way loading. The results tie in with the results of the very comprehensive cyclic load testing program previously carried out by NGI at the Haga site. Furthermore, the cyclic pile response can be well predicted on basis of an analytical model where the cyclic τ-z response is developed on the basis of cyclic simple shear tests.

ACKNOWLEDGEMENTS

NGI and the authors would like to thank the many companies that gave financial and technical support to these pile testing programs. This included: Agip, Amoco, BP the Department of Energy (UK), Conoco, Elf, Esso, Marathon (except Pentre tests), Mobil, Norsk Hydro, Saga, Shell and Statoil.

The authors would also like to thank the many persons within NGI's staff who contributed to this work. Special thanks goes to Svein Borg Hansen and Knut Solheim who were responsible for much of the instrumentation and field work.

REFERENCES

1. Norwegian Geotechnical Institute (1988), "Summary, interpretation and analyses of the pile load tests at the Onsøy test site", NGI Report 52523-23, Rev. 15 March.
2. Norwegian Geotechnical Institute (1988), "Summary, interpretation and analyses of the pile load tests at the Lierstranda test site", NGI Report 52523-26, Rev. 1 July.
3. Norwegian Geotechnical Institute (1987), "Summary, interpretation and analyses of the pile load tests at the Pentre test site", NGI Report 52523-27, Rev. 16 August.
4. Norwegian Geotechnical Institute (1989), "Design of offshore piles in clay-field tests and computational modelling, Final report, summary and recommendations" Report 52523-28, April.
5. Karlsrud, K. and Haugen, T. (1984), "Cyclic loading of piles and pile anchors - field model tests - Phase II. Final report. Summary and evaluation of test results and computational models", NGI Report 40018-11, 1 June.
6. Karlsrud, K. and Haugen, T. (1985), "Axial static capacity of steel model piles in overconsolidated clay", Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. 11, Proc. San Francisco.
7. Karlsrud, K., Nadim, F. and Haugen, T. (1986), "Piles in clay under cyclic loading: Field tests and computational modelling", Proc. 3rd Int. Conf. on Num. Meth. in Offshore Piling, 165-190. Nantes, France, May 21-22.
8. Lambson, M.D., Clare, D.G. and Semple R.M. (1992), "Investigation and interpretation of Pentre and Tilbrook Grange soil conditions. Conference on Recent large scale full instrumented pile tests in clay. Institution of Civil Engineers, London, June.
9. Hill, R. (1950), "The mathematical theory of plasticity", Clarendon, Oxford.
10. Ladanyi, B. (1963), "Expansion of a cavity in a saturated clay medium", American Society of Civil Engineers, Proceedings, Vol. 89, No. SM 4, pp. 127-161.
11. Carter, J.P., Randolph, M.F. and Wroth, C.P. (1979), "Driven piles in clay - the effects of installation and subsequent consolidation", Géotechnique, London, England, Vol. 29, pp. 361-393.
12. Baligh, M.M. (1975), "Theory of deep site static cone penetraton resistance", Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass. Department of Civil Engineering. Research report, R75-56, No. 517, 113 p.
13. Norwegian Geotechnical Institute (1987) "MIT's prediction of pile shaft behaviour at Onsøy", NGI Report 52523-25, 26 November.
14. Kavvadas, M. (1982), "Non-linear consolidation around driven piles in clay", D.Sc. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.
15. Baligh, M.M. (1985), "Predictions of pile shaft capacity. Recent developments in measurement and modelling of clay behaviour for foundation design", Massachusetts Institute of Technology Special Summer Course 1.60S. August, Lecture 11, 73 p.
16. Chin, C.T. (1986), "Open-ended pile penetration in saturated clays", Thesis, Massachusetts Institutes of Technology, May.

17. Francesçon, M. (1982), "Model pile tests in clay, stresses and displacements due to installation and axial loading", Ph.D. Thesis, University of Cambridge.
18. Morrison, M.J. (1984), "In situ measurements on model piles", Ph.D. Thesis. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., Department of Civil Engineering.
19. Azzouz, A.S. (1985), "The piezo-lateral stress (PLS) cell. Recent developments in measurement and modelling of clay behaviour for foundation design", Massachusetts Institute of Technology Special Summer Course 1.60S. August, Lecture 9, Part 2, 48 p.
20. Levadoux, J.-N. and Baligh, L.M. (1980), "Radial consolidation solutions", Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass, Department of Civil Engineering, Research report.
21. Chin, C.T. (1988), "Open-ended pile penetration in saturated clays", Thesis Mass. Inst. of Technology, Cambridge, Mass.
22. Mokkelbost, K.H. (1988), "Application of dilatometer for pile design", NGI Report 521610-5.
23. American Petroleum Institute (1989), "Planning, designing and constructing fixed offshore platforms", API, Recommended practice, RP2A, 18th edition.
24. Randolph, M.F. and Wroth, C.P. (1981), "Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles", Géotechnique, Vol. 31, No. 1, pp. 143-157.
25. American Petroleum Institute (1982), "Planning, designing and constructing fixed offshore platforms", API, Recommended practice, RP2A, 13th edition.
26. Flaate, K. (1968), "Capacity of friction piles in clay" (in Norwegian), Published by Norwegian Road Research Laboratory.
27. Semple, R.M. and Rigden, W.J. (1984), "Shaft capacity of driven pipe piles in clay", Proc. Symp. on Analysis & Design of Pile Foundations, ASCE Nat. Convention, San Francisco.
28. Nowacki, F., Karlsrud, K. Sparrevik, P. (1992), "Comparison of recent tests on OC clay and implications for design".
29. Kraft, L.M., R.P. Ray and T. Kagawa (1981), "Theoretical t-z curves", American Society of Civil Engineers, Proc., Vol. 107, No. GT 11, pp. 1543-1561.
30. Randolph, M. and Murphy, S.S. (1985), "Shaft capacity of driven piles in sand", Offshore Tech. Conf., OTC, 1985, Paper 4883.
31. Karlsrud, K. and Nadim, F. (1990), "Axial capacity of offshore piles in clay", Offshore Tech. Conf., OTC, 1990, Paper 6245, pp. 405-416.
32. Gabr, M.A., Lunne, T., Mokkelbost, K.H. and Powell, J.J.M (1991), "Dilatometer soil parameters for analysis of piles in clay", Proc. X ECSMFE, Florence, May, 1991, Proc. Vol. 1, pp. 403-406.

Table 6.1 Summary of measured pile data

		SOIL DATA						MEASURED DATA						
SITE	PILE	Depth (m)	po' (kpa)	OCR	ko'	su (KPa)	su/po'	sighc' (kpa)	kc'	kc'/ko'	tus (kpa)	tus/po'	tus/sighc'	tus/su
Onsøy	A1	10.0	62	1.30	0.60	17	0.27	32	0.52	0.86	17.7	0.29	0.55	1.04
	A2	17.5	100	1.30	0.60	24	0.24	48	0.48	0.80	21.8	0.22	0.45	0.91
	A3	25.0	138	1.30	0.60	35	0.25	79	0.57	0.95	29.2	0.21	0.37	0.83
	A4	32.5	176	1.30	0.60	45	0.26	108	0.61	1.02	34.8	0.20	0.32	0.77
	C1	7.5	51	1.30	0.60	15	0.29	20	0.39	0.65	10.5	0.21	0.53	0.70
	C1	12.7	75	1.30	0.60	1) 19	0.25	32	0.43	0.71	13.8	0.18	0.43	0.73
	C1	17.5	100	1.30	0.60	24	0.24	47	0.47	0.78	21.6	0.22	0.46	0.90
	C1	22.5	125	1.30	0.60	31	0.25	49	0.39	0.65	22.7	0.18	0.46	0.73
	C1	27.5	150	1.30	0.60	38	0.25	64	0.43	0.71	25.3	0.17	0.40	0.67
	C1	32.5	176	1.30	0.60	45	0.26	89	0.51	0.84	36.0	0.20	0.40	0.80
	B1	10.0	62	1.30	0.60	17	0.27	42	0.68	1.13	17.2	0.28	0.41	1.01
Lier–stranda	A7	10.0	78	2.50	0.70	23	0.29	33	0.42	0.60	11.4	0.15	0.35	0.50
	A8	17.5	126	1.35	0.52	29	0.23	34	0.27	0.52	11.3	0.09	0.33	0.39
	A9	25.0	181	1.00	0.46	1) 38	0.21	36	0.20	0.43	12.9	0.07	0.36	0.34
	A10	32.5	237	1.00	0.45	50	0.21	28	0.12	0.26	11.0	0.05	0.39	0.22
	B2	10.0	78	2.50	0.70	23	0.29	32	0.41	0.59	13.5	0.17	0.42	0.59
Pentre	A5	20.0	174	1.60	0.60	2) 50	0.29	30	0.17	0.29	22.3	0.13	0.74	0.45
	A6	27.5	243	1.60	0.60	69	0.28	96	0.40	0.66	60.1	0.25	0.63	0.87
Haga		1.3	27	9.50	1.45	42	1.56	34	1.26	0.87	18.0	0.67	0.53	0.43
		2.7	51	5.00	1.00	1) 40	0.78	69	1.35	1.35	18.0	0.35	0.26	0.45
		3.9	72	3.20	0.80	42	0.58	93	1.29	1.61	40.0	0.56	0.43	0.95
		4.5	82	3.70	0.88	48	0.59	106	1.29	1.47	49.0	0.60	0.46	1.02

1) Su taken as average lab. strength Su^{lab}
2) Su taken as UU strength

Table 6.2 Summary of predicted shaft friction

SITE	PILE	'PREDICTED NGI–METHOD						'PREDICTED API–89		
		Depth (m)	tf/sigac'	konc'	ksi	tus (kpa)	tusm/tuspr	alfa	tus (kpa)	tusm/tuspr
Onsøy	A1	10.0	0.24	0.55	1.66	12.8	1.39	0.95	16.2	1.09
	A2	17.5	0.24	0.55	1.73	19.9	1.09	1.02	24.5	0.89
	A3	25.0	0.24	0.55	1.57	29.8	0.98	0.99	34.7	0.84
	A4	32.5	0.24	0.55	1.51	39.2	0.89	0.99	44.5	0.78
	C1	7.5	0.24	0.55	1.95	9.4	1.12	0.92	13.8	0.76
	C1	12.7	0.24	0.55	1.85	14.2	0.97	0.99	18.9	0.73
	C1	17.5	0.24	0.55	1.75	19.8	1.09	1.02	24.5	0.88
	C1	22.5	0.24	0.55	1.95	23.0	0.99	1.00	31.1	0.73
	C1	27.5	0.24	0.55	1.85	28.5	0.89	0.99	37.7	0.67
	C1	32.5	0.24	0.55	1.68	35.9	1.00	0.99	44.5	0.81
	B1	10.0	0.24	0.55	1.44	14.5	1.18	0.95	16.2	1.06
Lier–stranda	A7	10.0	0.34	0.48	1.96	22.0	0.52	0.92	21.2	0.54
	A8	17.5	0.26	0.46	2.69	23.8	0.48	1.04	30.2	0.37
	A9	25.0	0.25	0.46	3.38	30.4	0.42	1.09	41.5	0.31
	A10	37.5	0.27	0.46	5.17	39.1	0.28	1.09	54.4	0.20
	B2	10.0	0.34	0.48	2.00	21.7	0.62	0.92	21.2	0.64
Pentre	A5	20.0	0.32	0.48	3.71	35.7	0.63	0.93	46.6	0.48
	A6	27.5	0.27	0.48	2.05	53.0	1.13	0.94	64.7	0.93
Haga		1.3	0.33	0.48	1.16	13.0	1.38	0.40	16.8	1.07
		2.7	0.33	0.48	1.13	25.8	0.70	0.56	22.6	0.80
		3.9	0.33	0.48	1.15	35.3	1.13	0.65	27.5	1.45
		4.5	0.33	0.53	1.12	39.1	1.25	0.65	31.4	1.56

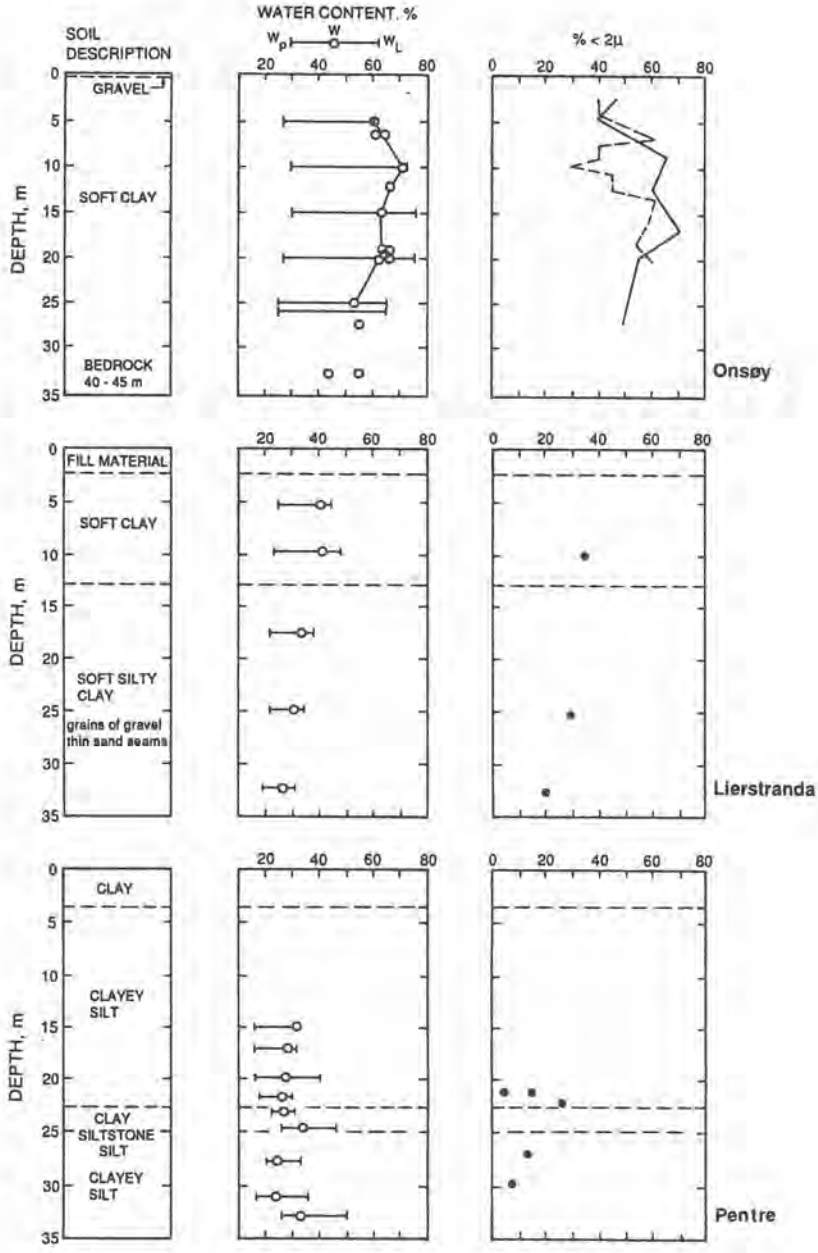


Fig. 2.1 Typical soil profiles, Onsøy, Lierstranda and Pentre test sites

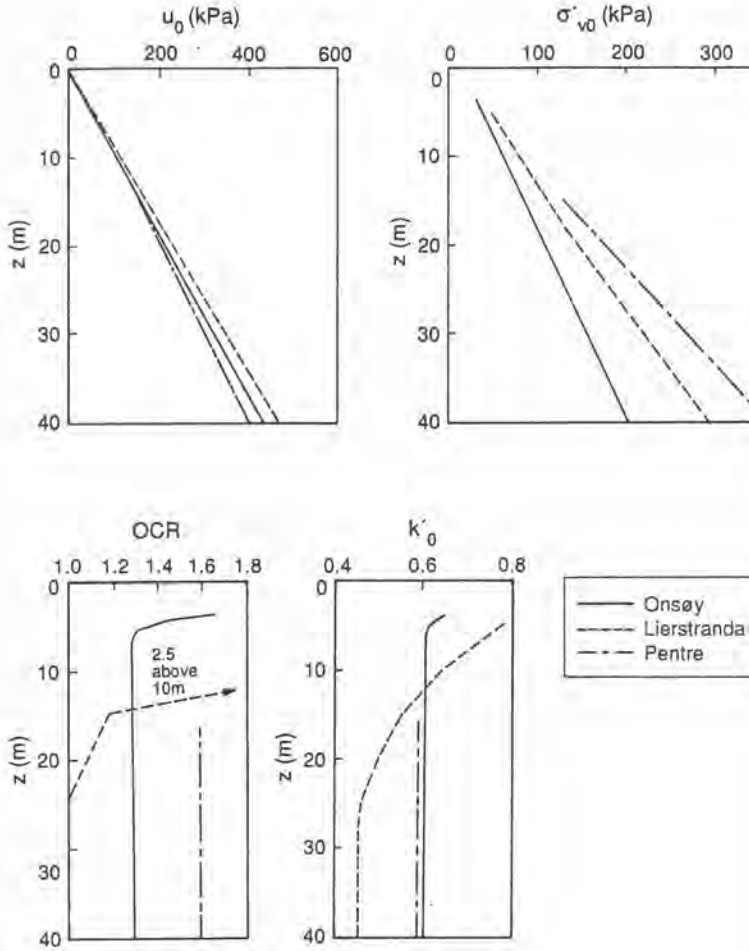


Fig 2.2 In situ stress conditions, Onsøy, Lierstranda and Pentre

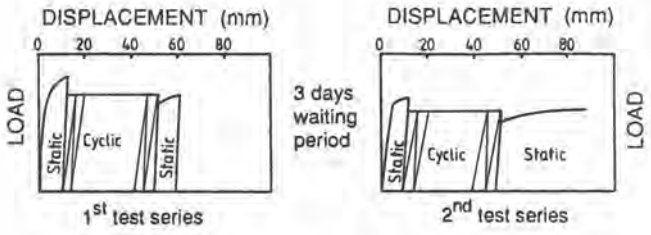


Fig 3.3 Typical loading sequence

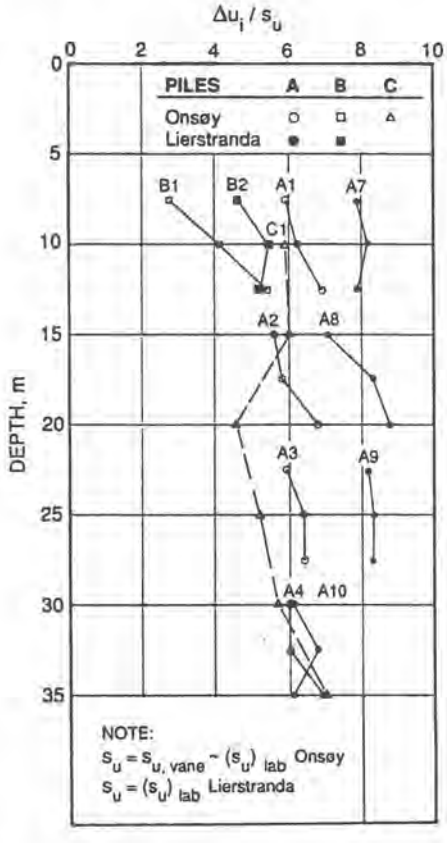


Fig 4.1 $\Delta u/s_u$ vs depth, Onsøy and Lierstranda

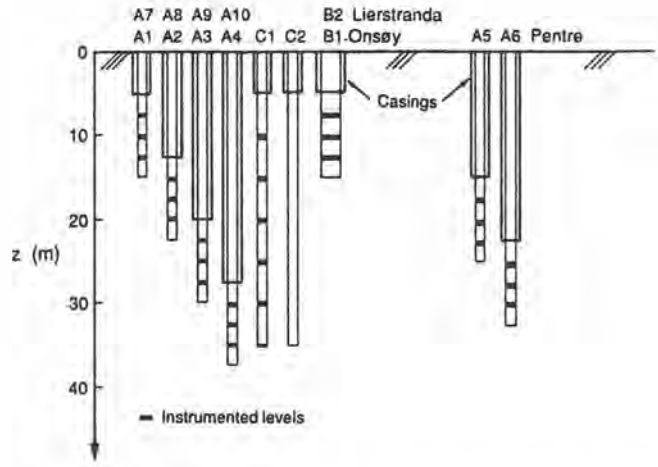


Fig 3.1 Illustrations of test piles and embedded depths

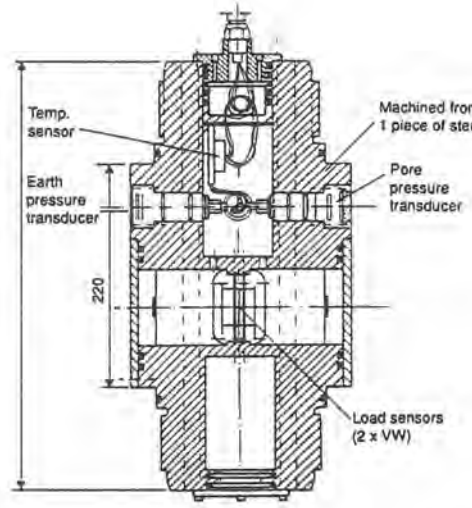


Fig 3.2 Instrumentation unit, A- and C-type piles

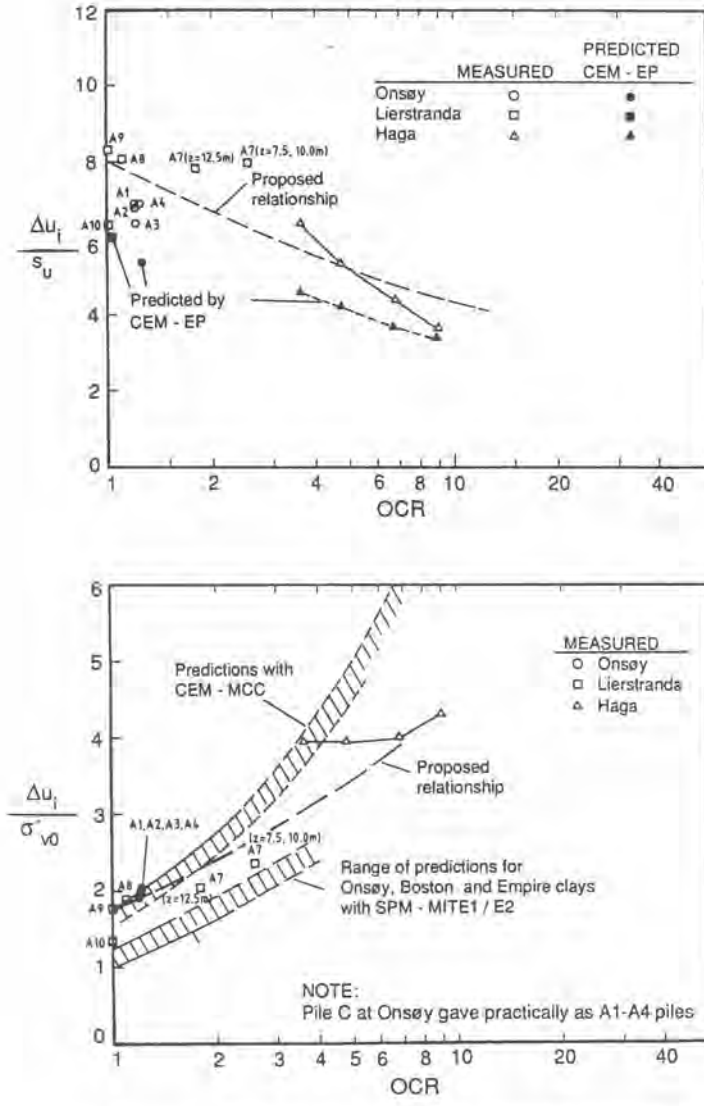


Fig 4.2 Normalized excess pore pressures induced by pile installation in relation to OCR

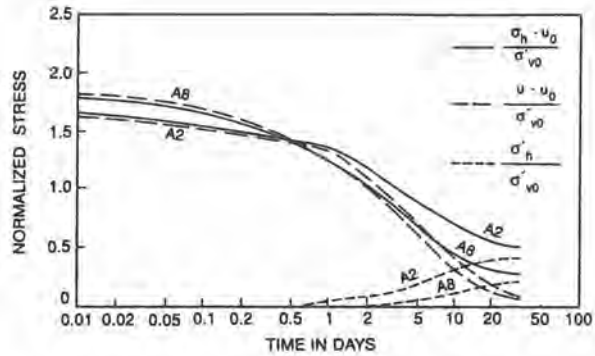


Fig 5.1 *Typical earth and pore pressure development during the reconsolidation phase, A2-Onsøy and A8-Lierstranda*

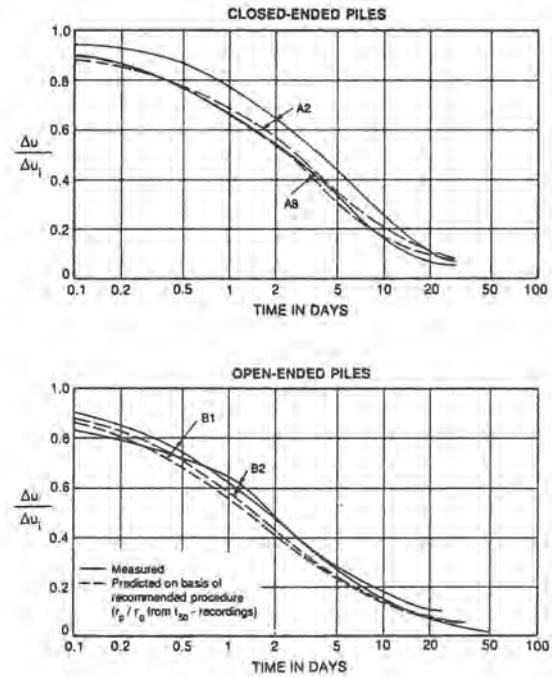


Fig 5.2 *Typical measured and calulated pore pressure dissipation curves*

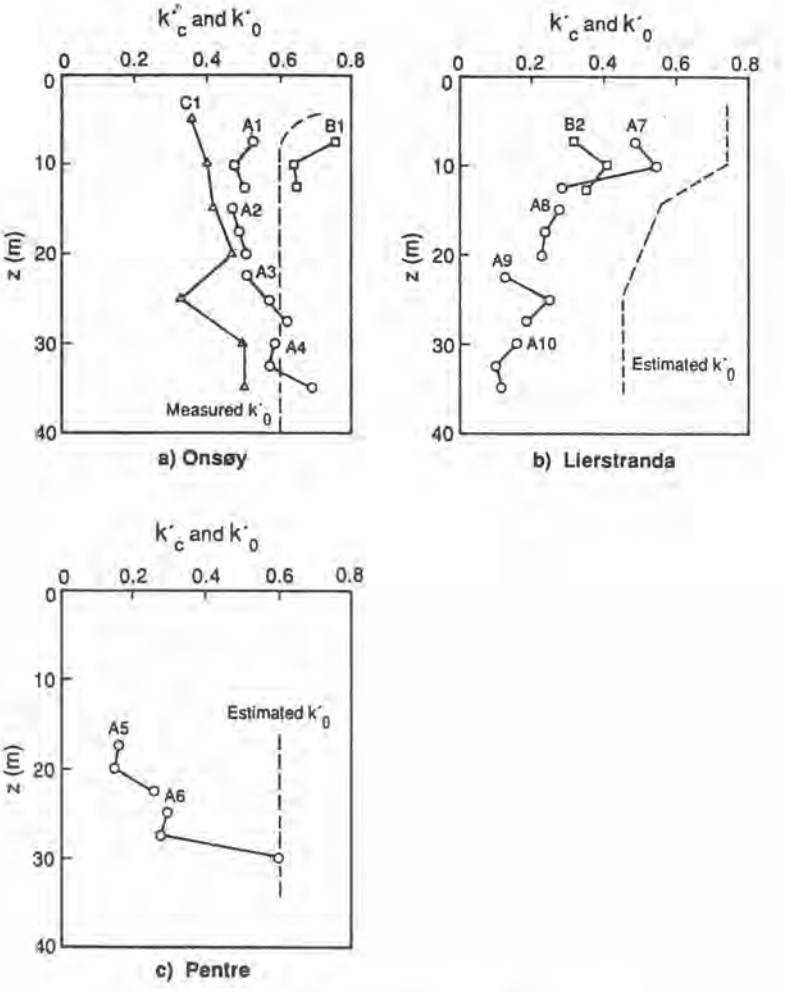


Fig 5.3 Horizontal effective stress ratio, k'_c vs depth after 100% consolidation

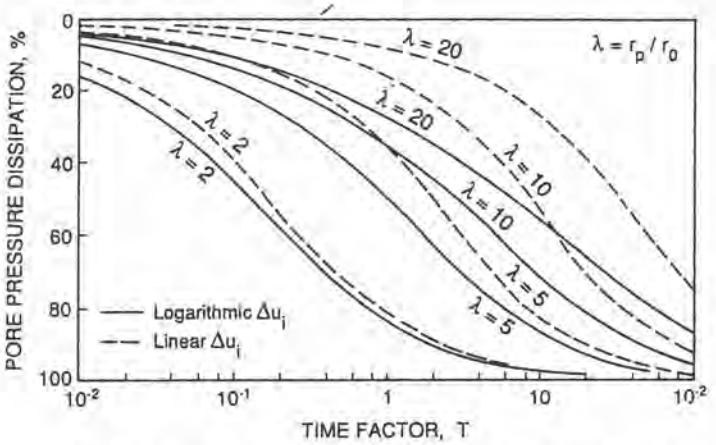


Fig 5.4 Time factors from linear consolidation theory for logarithmic and linear initial excess pore pressure distribution, (based on Levadoux, 1980, Ref. 20)

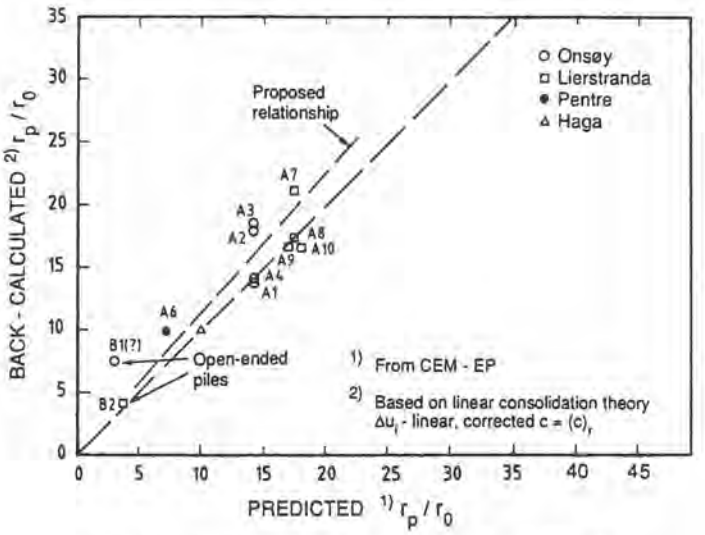


Fig 5.5 Theoretical r_p/r_0 - values compared to values back-calculated to match t_{90} (90% pore pressure dissipation)

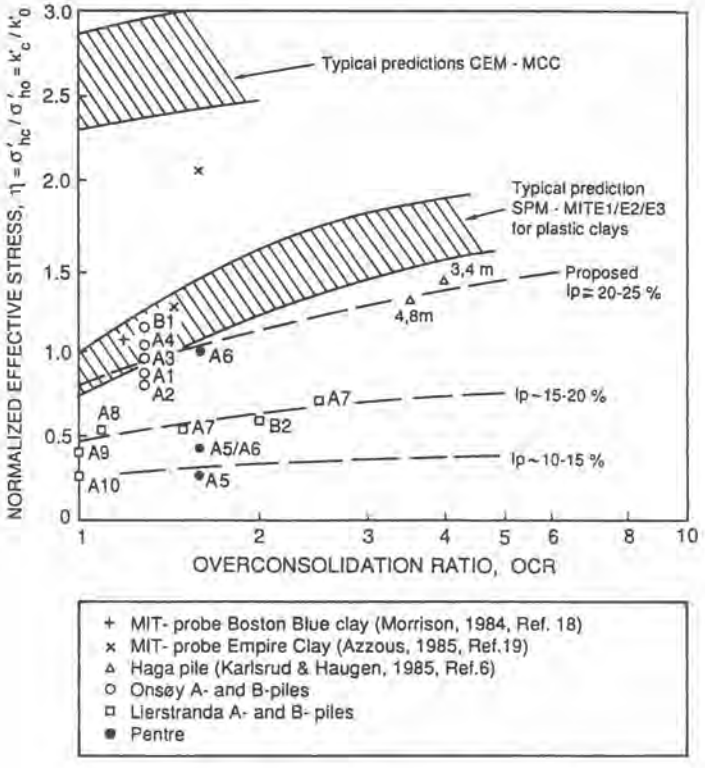


Fig 5.6 Measured and typical theoretical relationship between k'_c and k'_0 and OCR

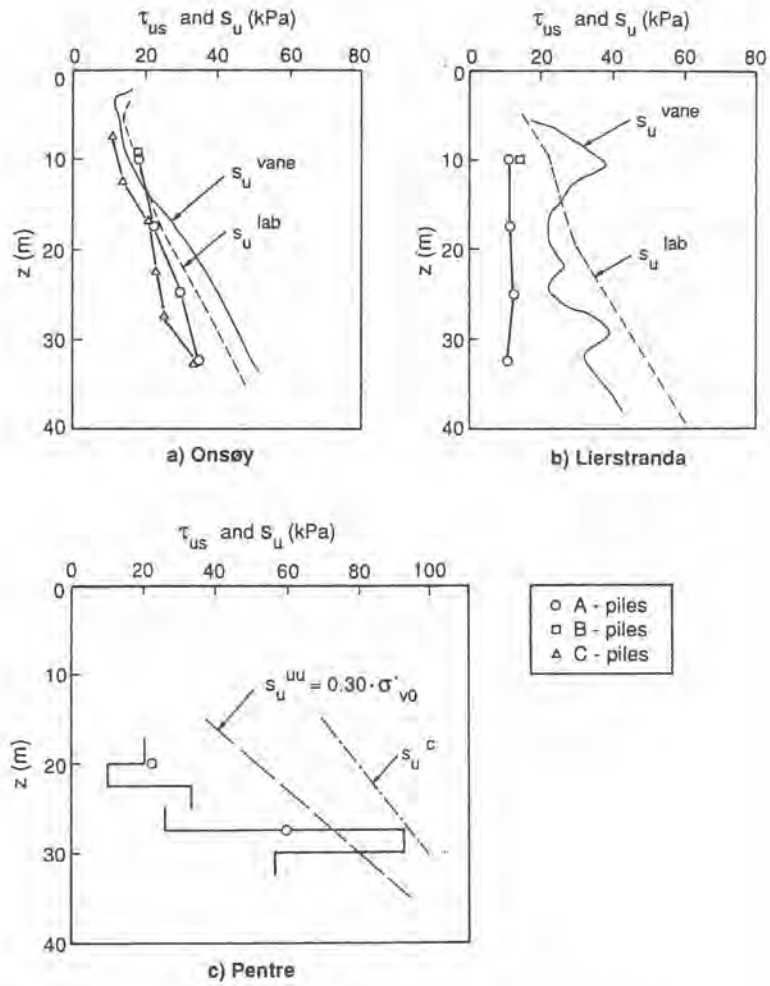


Fig 6.1 Measured (partly extrapolated values) of ultimate shaft friction at 100% consolidation

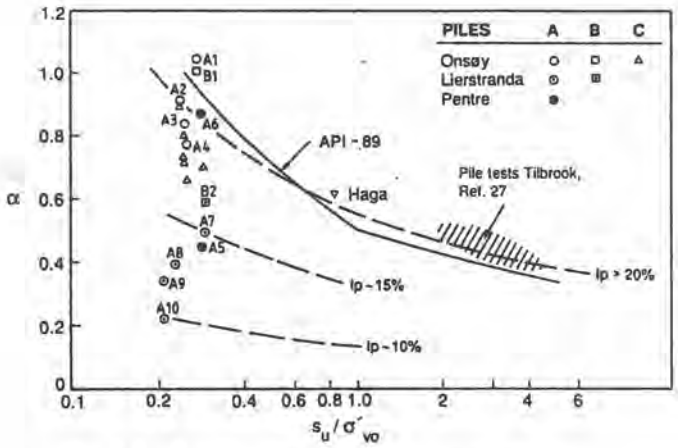


Fig 6.2 Results of pile tests in α-s_u/σ'_{vo} diagram

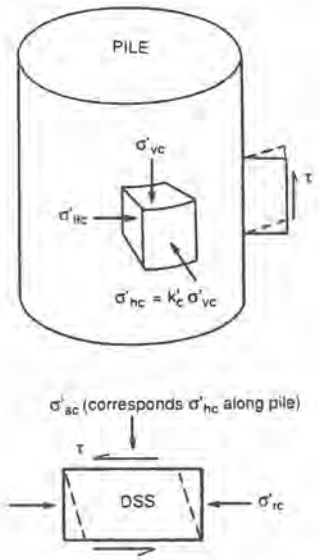


Fig 6.3 Stress states along pile and in direct simple shear tests (DSS)

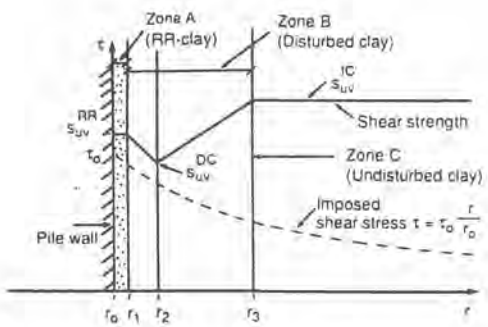


Fig 6.4 Shematic variations of undrained shear strength away from the pile wall

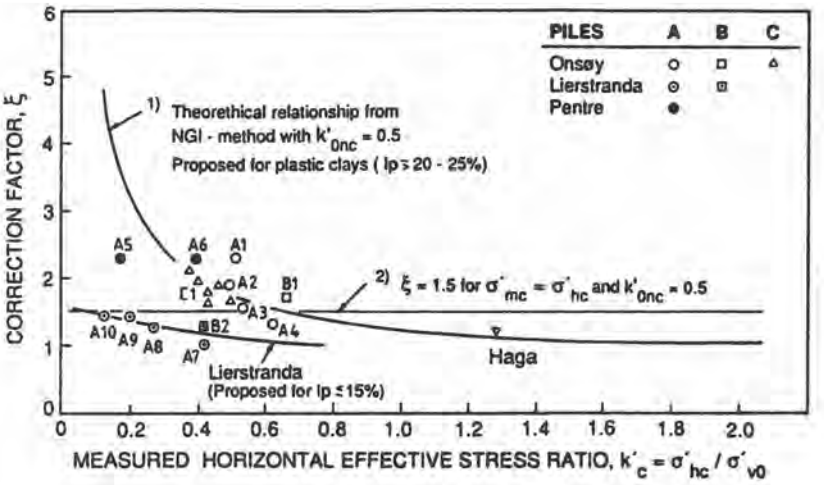


Fig 6.5 Measured vs predicted ζ vs k'c relationship

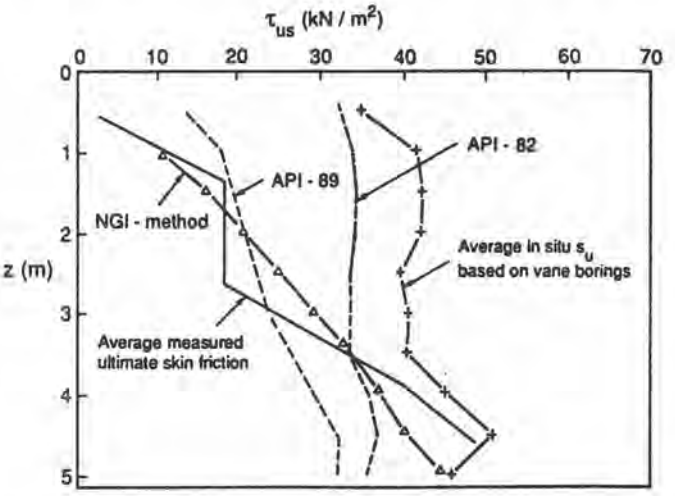


Fig 6.6 Measured and predicted shaft friction, Haga pile

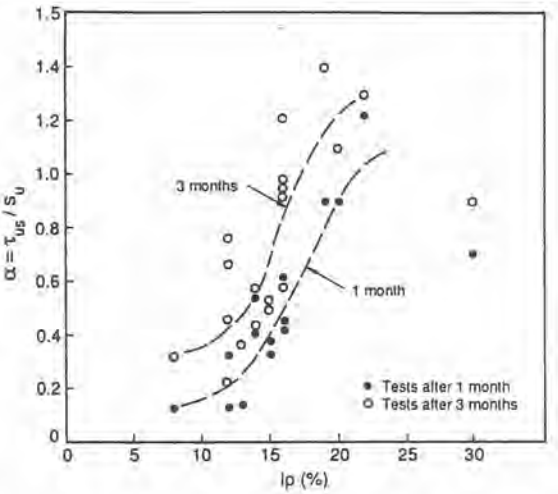


Fig 6.7 Relationship between α-factor and plasticity index from load tests on wooden piles in Norway, (based on data in Ref. 26)

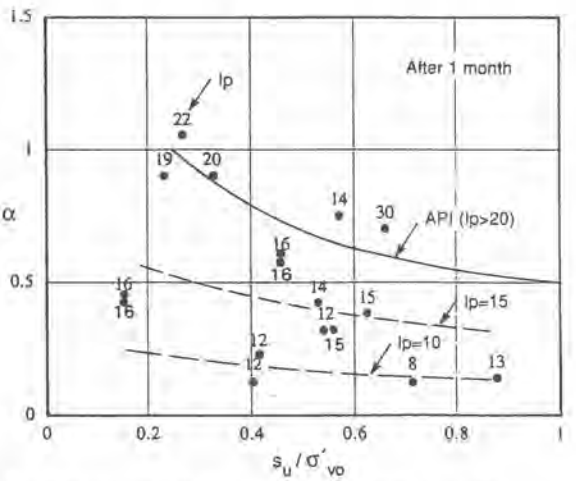


Fig 6.8 Relationship between α and s_u/σ'_{vo} for piles from Fig 6.7 load tested after 1 month

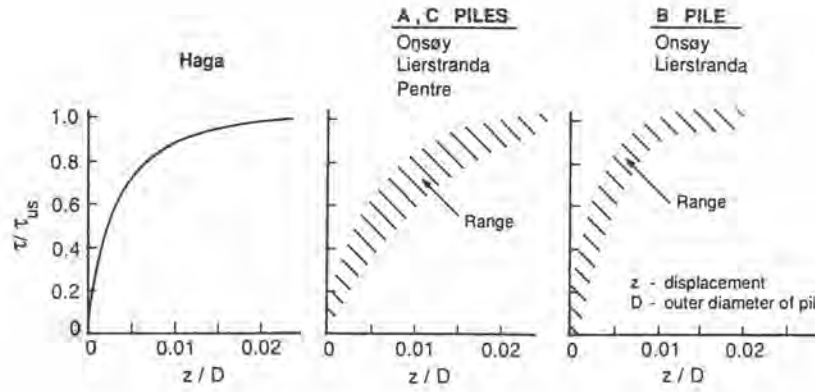


Fig 7.1 Typical measured t-z curves

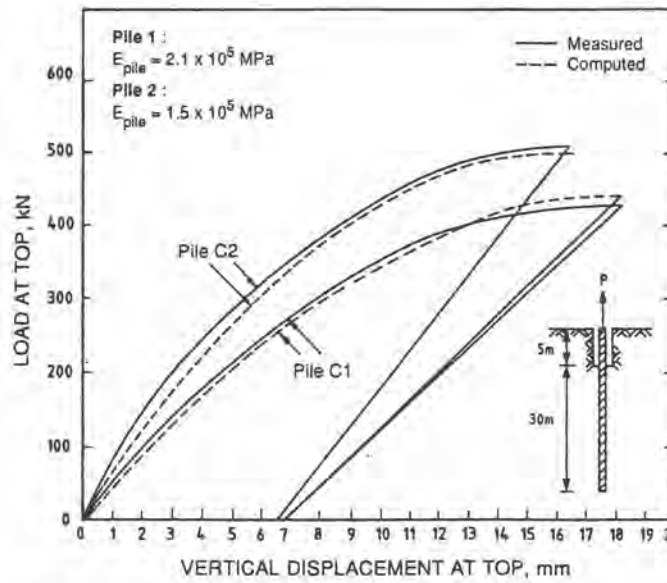


Fig 7.3 Example of computed vs measured load-displacement responce, piles C1 and C2 Onsøy

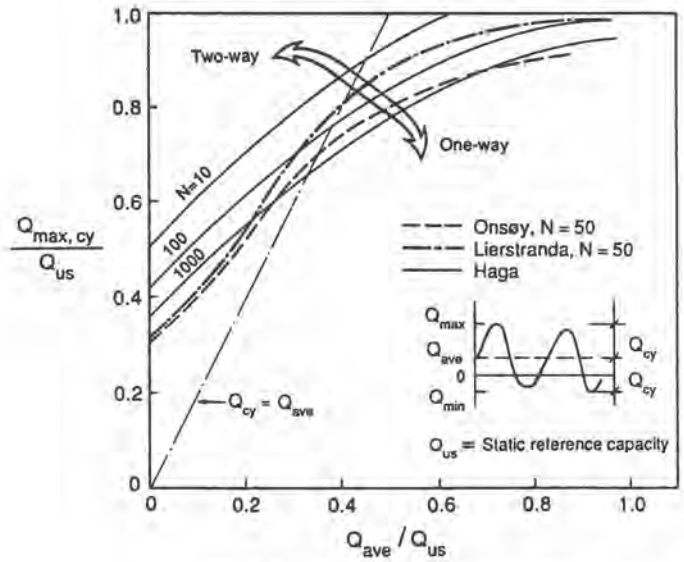


Fig 8.1 Cyclic capacity diagram

Utgraving for rv. 283 under jernbanen i Drammen. Alternativt forprosjekt med bruk av frysing og jetpeler.

Road culvert in soft ground under Railway Tracks of Drammen, Norway. Excavation and foundation by use of frozen soil and the EC-1 method.

Av sivilingeniør Bjørn Clausen, NOTEBY

Summary
Tunneling in soft ground is normally solved by sheet piles or permanent retaining walls. This preliminary design, made for the Public Road Administration of Buskerud, gives new ideas in permanent foundation and temporary excavation.

The ground conditions are soft clay. The depth to bedrock exceeds 100 meters. The surface level is + 2.8 and the maximum excavation depth is about 8.5 meters below the surface.

Two main methods based upon frozen soil and jet concrete reinforced piles are described. The freezing method is used to temporary stabilize the excavation. The jet concrete method is used in temporary and permanent foundation of the railway bridge. The concrete piles also act as a support of the soil excavation under the railway.

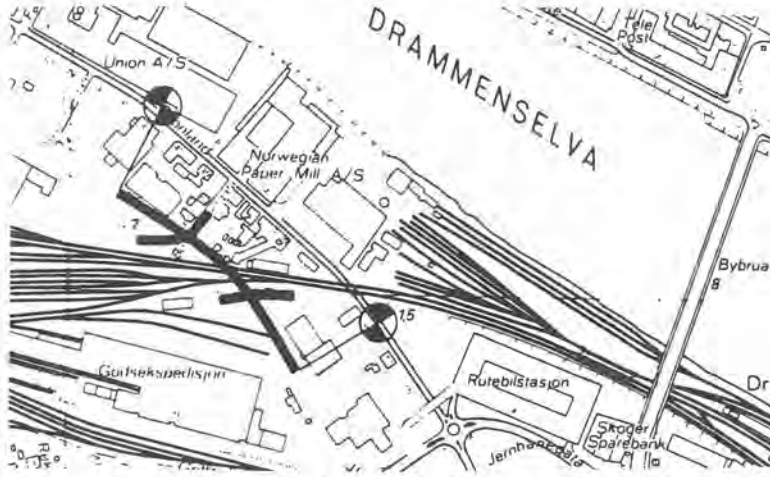
Sammendrag
Etablering av veikulverter i bløt leire blir vanligvis løst ved å benytte spunt og permanente støttevegger av betong. Dette forprosjektet, utført på oppdrag av Buskerud Veikontor, beskriver nye metoder for midlertidig sikring av utgraving og permanent fundamentering.

Grunnen består av bløt leire. Dybde til fjell overstiger 100 meter. Terrenget er på kote + 2.8 med en maksimal utgravingsdybde på ca. 8.5 meter.

To hovedmetoder er beskrevet basert på frossen jord samt armerte betongpeler etablert med jetinjeksjonsutstyr (EC-1 metoden). Frysemetoden er benyttet for midlertidig å stabilisere utgravingen. EC-1 metoden er benyttet for midlertidige og permanente fundamenter under jernbanebroen. Betongpelene er også benyttet som jordstøtte for utgraving.

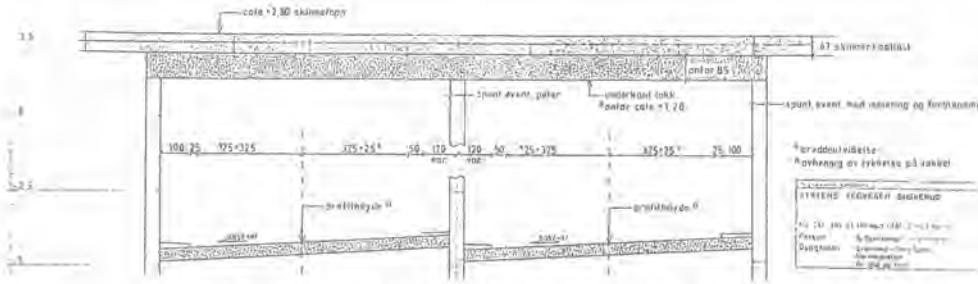
Forhistorie

Statens Veivesen v/ Veisjefen i Buskerud ønsket utredet høsten 1988 en veikrysning under jernbanen på Strømsø i Drammen.



Plan veikrysning under jernbanen.

Veivesenet så for seg en 220 meter lang kulvert/halvkulvert med 4 kjørefelt som skulle være en del av ny rv. 283 Bj. Bjørnsonsgt. - Kreftingsgt. Riksveien krysser jernbanen på en 60 meter lang strekning og kjørebanen blir på det laveste liggende på kote -4.

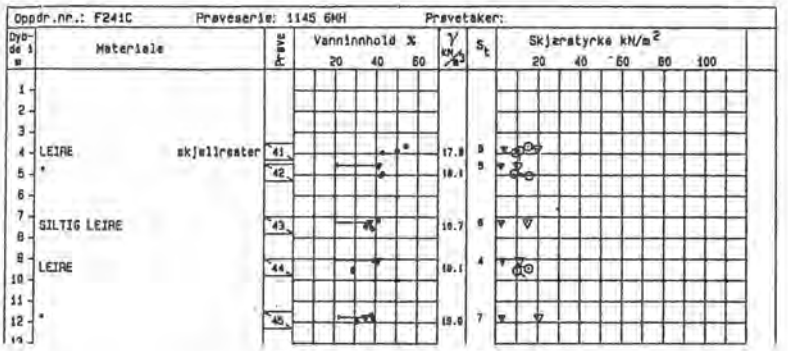


Opprinnelig tverrsnitt foreslått av Statens Veivesen, Buskerud

Som grunnlag for forprosjektet var det utarbeidet en vurdering av grunn- og fundamenteringsforholdene i regi av Veilaboratoriet høsten 1988 basert på grunnundersøkelser utført i perioden 1986 til 1988.

Grunnen består av et øvre topplag med sand, grus og stedvis tørrskorpe. Herunder er det bløt leire med skjærstyrke 10-25 kN/m2 ned til ca 15 meters dybde. I et lokalt lag er det registrert skjærstyrke på 7- 8 kN/m2. Herunder viser skjærstyrken en svak økning med dybden. Vanninholdet i

leira er mellom 30 og 50 %. Det er ikke registrert fjell eller fast grunn i området, i det fjellkontrollboringer ble avsluttet dypest ca 100 meter under terreng. Poretrykksmålinger viser en tilnærmet hydrostatisk trykkfordeling med dybden med et grunnvannsnivå på ca. kote +1.0 som tilsvarer ca 2 meter under terreng.



Eksempel på borprofil

Veilaboratoriet anbefalte i samarbeide med Buskerud veikontor å gå videre med planlegging av undergang basert på permanent spuntløsning med topp- og bunnplate i armert betong etter at flere alternative byggemetoder var vurdert, så som graving i vannfylt grop, åpen utgraving med terrengavlastning, kalkpeling, frysing og bru fundamentert på peler eller spuntkasse.

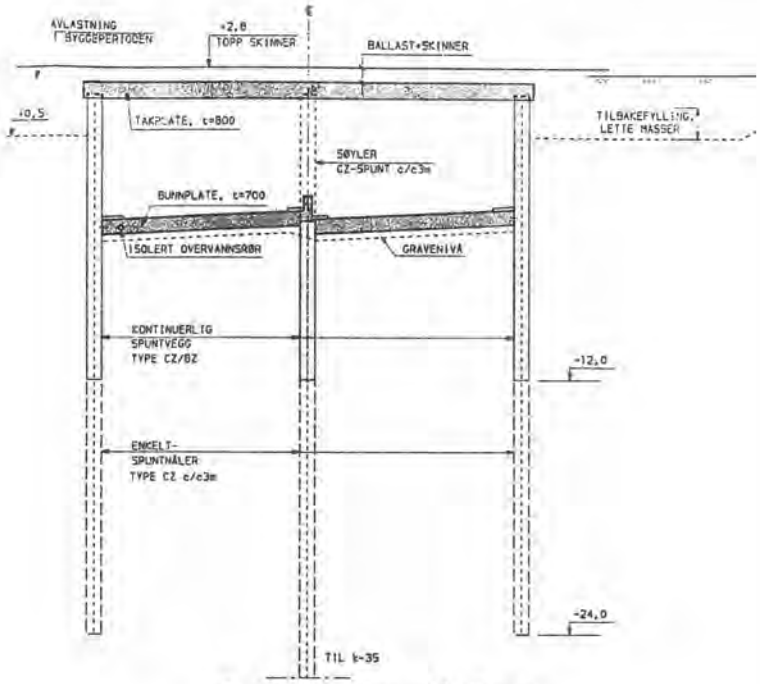
Forprosjekt - Ing. Chr. F. Grøner A/S

Ing. Chr. F. Grøner ble valgt til å utarbeide forprosjekt inklusiv komplett byggeplan og forøvrig tegninger og beskrivelser som var nødvendig for å gjennomføre byggearbeidet. Forprosjektet forelå ferdig i juli 1989.

Grøner la i sitt forprosjektarbeide spesielt vekt på å komme fram til sikre løsninger med hensyn til å ivareta belastning fra tog, sikkerhet mot bunnoppressing i gravefasen før etablering av bunnplaten og nødvendig oppdriftsforankring i permanenttilstanden.

Grøner baserte sin løsning på midlertidig bru for NSB med overføring av laster til grunnen via betonglokk og spunt og seksjonsvis graving med etterfølgende støp av bunnplate for å hindre bunnoppressing. For å hindre oppdrift ble bruk av lange friksjonspeler, ballast på takplate og spunt valgt.

Løsningen ble opprinnelig kostnadsberegnet til en entreprisekostnad på ca. 36 millioner kroner.



Typisk snitt. Forprosjekt Grøner

Grøner kom i samme forprosjektrapport med forslag til kostnadsreduserende tiltak, bl.a. innføring av en helt eller delvis drenert løsning i permanenttilstanden. Dette ville gi vesentlige besparelser bl. a. for bunnplatekonstruksjonen som alene var kalkulert til 6.8 mill. kr.

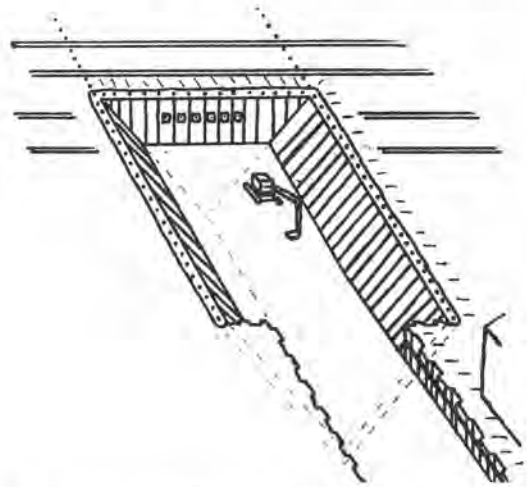
I en revidert forprosjektrapport fra Grøner i februar 1990 er løsningene optimalisert. Det er her forutsatt en drenert løsning som permanent eliminerer all oppdriftsforankring under bunnplaten. Det er videre tilført sementstabilisering under bunnplaten for å øke det passive motholdet mellom spuntveggene og forbedre sikkerheten mot bunnoppressing. Dermed oppnår man å sløyfe seksjonsvis graving og forbedrer framdriften. Spuntveggene er i det reviderte prosjekt isolert og forblendet.

Entreprisekostnaden for det reviderte prosjekt ble kalkulert til ca. 32 millioner kroner.

Alternativt forprosjekttilbud - Multiconsult AS

Multiconsult utarbeidet i januar 1990 på eget initiativ et alternativt forprosjekt-tilbud med betongkulvert etablert innenfor en frossen sikringskonstruksjon. Statens Veivesen ønsket alternativet nærmere utredet fram til forprosjektnivå, samtidig som de lot Grøner utarbeide et

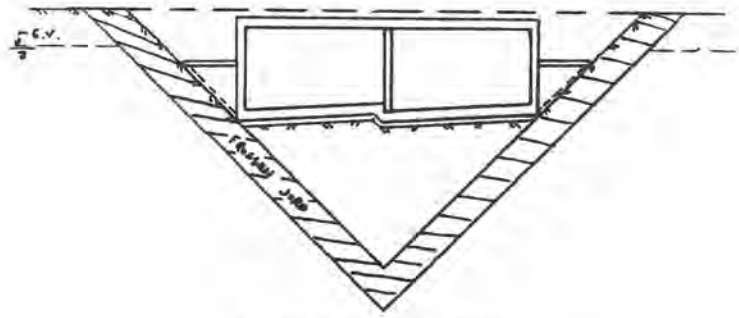
fullt anbudsgrunnlag for sin løsning, tidligere beskrevet. Tilbydende entreprenører fikk anledning til å gi alternativt tilbud på Multiconsults løsning med frostkonstruksjon.



1.utkast til sikring av utgraving med frostkonstruksjon

Vår løsning ble markedsført med følgende hovedelementer:

- Konvensjonell betongkulvertløsning
- Vanntett konstruksjon i utgravingsfase og i permanet tilstand
- Billigere totalløsning
- Redusert anleggsstøy mot naboer
- Eliminert spuntkorrosjon på permanent konstruksjon
- Permanent oppdriftsforankret med utvendig tilbakefylte masser
- Sikkerhet mot oppdrift ved graving og i permanenttilstanden, F=1.1



Snitt av frostkonstruksjonen

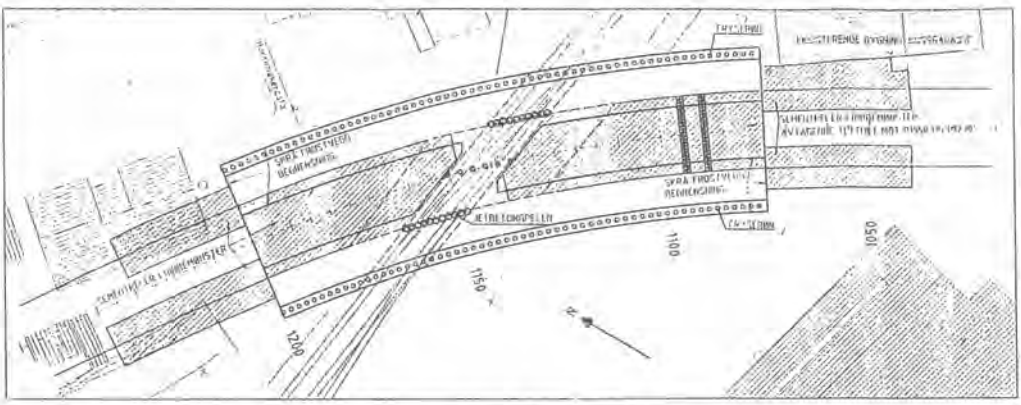
Vi påpekte videre at virkninger fra setninger i tinefasen kunne reduseres ved å utføre én fryse/tinesyklus før utgraving. Setninger ved 2.tinesyklus etter støp av betongkulvert og tilbakefylling ble vurdert som små og innenfor de muligheter til justering av skinnelegemet som NSB rådde over.

Fullskala fryseforsøk ble framhevet som en nødvendig forutsetning for å måle bl. a. setninger, utbredelse av frostkonstruksjonen i jorden, tidsforbruk og energitilførsel. Fullskalaforsøket kunne utføres i prosjekteringsperioden fram til anleggsstart.

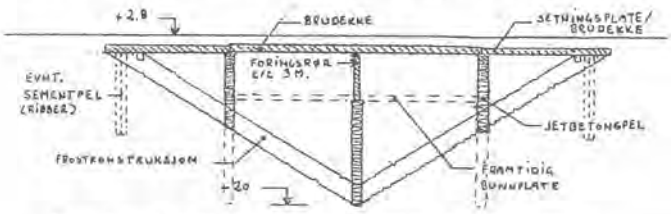
I forhold til Statens Veivesens konvensjonelle løsning med permanent spunt og støp av bunn- og topplate i armert betong, vurderte vi en anslått besparelse ved "frys"-løsningen til mellom 2.6 og 4.6 millioner kroner.

Forprosjekt - Multiconsult AS

Vår bearbeidete endelige forprosjektløsning av november 1991 baserer seg på en plasstøpt betongkulvert i kombinasjon med jetbetongpeler. Jetbetongpeler er innført som et nytt konstruktivt element for å redusere frostvolumet og setningene i området nærmest jernbanesporene. Løsningen baserer seg på frysing av løsmasser i graveskråninger og i tillegg sementpeler som jordforbedring under traubunn. Permanent konstruksjon er ikke drenert for å unngå ytterligere setninger av konstruksjon og nabobygg etter tineprosessen.



Fase 1 med etablering av sementpeler, jetbetongpeler og frostkonstruksjon



Fase 2 med etablering av bru for NSB på jetbetongpeler

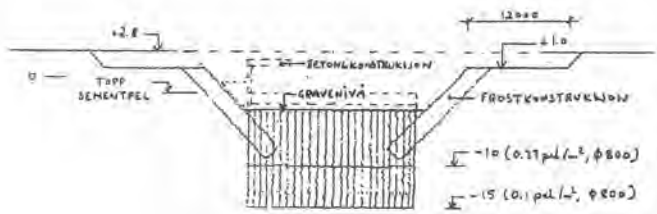
Framdriften er i grove trekk slik:

- Det etableres kjørebru for jernbanen som senere inngår i den permanente betongkonstruksjon.
- Det utføres før utgraving stabiliserende konstruksjoner i form av sementpeler under traubunn i ribbemønster og frostkonstruksjon utenfor kulverten og til side for brua.
- Utgraving gjennomføres uten seksjoner og spunt.
- Betongkulvert støpes. Det tilbakefylles mot kulvert.
- Sikkerhet mot oppdrift ivaretas permanent gjennom ballast på tak og ballast på utkragede vanger/plater utenfor kulvertkonstruksjonen.
- Etter opptining av frostkonstruksjonen justeres jernbanesporene og det anlegges kjørebane i kulverten.

Kulvertarbeidene for strekningen er kostnadsberegnet til en entreprisekostnad på ca 32 millioner kroner som tilsvarer Grøners reviderte forprosjekt. Det er benyttet de samme enhetspriser i begge forprosjekt.

Utgraving

Utgraving av byggegropen skjer med maksimal dybde ca 8.5 meter under eksisterende terreng. All utgraving skjer fortløpende. Det er forutsatt avlastingssoner utenfor hovedgropen. I våre stabilitetsberegninger ble sikkerhetsfaktor for jorden satt til 1.3 basert på totalspenningsanalyse.



Snitt av utgravingsfasen ved P 1170. Sementpeler mellom frostkonstruksjonen

Frostkonstruksjonen

For å ivareta lokal stabilitet av graveskråninger, global stabilitet i de dypeste partier ved utgraving i området ved krysning med NSB-spor samt fungere som midlertidig trykkfordelende plate for overføring av laster fra jetbetongpeler, ble det valgt å etablere en frostkonstruksjon med tykkelse ca 2 meter og helning 45 grader. Frostkonstruksjonens areal er ca 4.100 m^2

Frostkonstruksjonen etableres før hovedutgraving starter, fra nivå kote +1.0 til nivå kote -10. I området nær NSB-spor etableres frostkonstruksjonen uten forgraving til nivå kote -20.

Teknisk utførelse

Det bores hull der foringsrør trekkes med under boringen for å sikre at hullene står åpne når fryserørene skal innstalleres. Boringen utføres etter Odexmetoden med senkborrigger.

Koaksiale fryserør monteres innvendig foringsrørene. Saltlake sirkulerer i fryserørene i et lukket kretsløp. Laken kjøles i et kuldeaggregat. Kuldeaggregatet yter 250 kW ved en laketemperatur på - 40 grader C.

For å kontrollere at temperaturkriteriene er oppfylt før graving starter og sikre at kriteriene opprettholdes i vedlikeholdsfasen må termoelementer innstalleres i frostkonstruksjonen.

Etableringsperiode

Etablering av frostkonstruksjonen tar ca 6 uker inkl. rigg, boring, montering og nedfrysing, forutsatt 2 aggregater. Krav til bl.a. styrkeparametere og vanninhold er avgjørende for innfrysingstiden. Det er her antatt vanninnhold w= 40%. Dersom kun et aggregat er tilgjengelig, vil nedfrysingstiden øke med ca. 4 1/2 uke.

Konstruksjonens styrkeegenskaper

Trykkstyrke- og skjærstyrkeegenskaper er dokumentert for Stjørdalsleire med vanninnhold ca. 30%. For å finne tilsvarende parametere for Drammensleire må det utføres laboratorieforsøk. For Stjørdalsleire er enaksial trykkstyrke ca 500 kPa ved innfrysing til - 5 grader Celcius, økende til 3000 kPa ved innfrysing til - 20 grader Celcius.

For denne utgravingen er det påkrevet med skjærstyrkeverdier av frostkonstruksjonen i størrelsesorden 150-300 kPa ved en sikkerhetsfaktor på F = 2.0, og konstruksjonens temperaturprofil må tilpasses disse skjærstyrkeverdier.

Setninger ved opptining

Med tanke på setninger ved opptining, er frostkonstruksjonen i det vesentlige lagt utenfor kulvertens begrensning. Under kulvert er det etablert sementpeler i ribber som vil redusere opptredende setninger vesentlig. Samtidig vil sporene for NSB bli justert i takt med setningsutviklingen. Dette er normal prosedyre for NSB. Setningsplaten i sporområdet utenfor kulvert vil avhjelpe setningsdifferenser og betongkulverten vil i seg selv fungere avstivende og setningsutjevnende.

Prosedyre for innfrysing vil være avgjørende for setningenes størrelsesorden, og det er derfor anbefalt utført laboratoriefosøk samt fullskalaverifisering på anleggsstedet.

Uttesting av frostkonstruksjon

Det er her forsøkt å beskrive det omfang som synes naturlig i forhold til prosjektets vanskelighetsgrad.

Laboratorieforsøk:

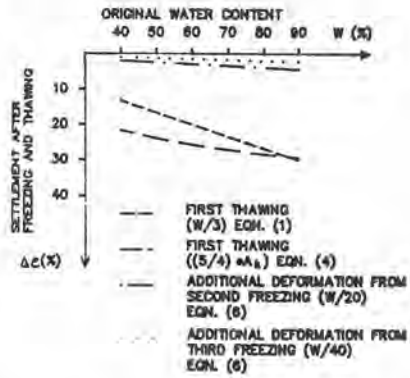
- Styrkeforsøk ved 3 forskjellige temperaturer.
- Min. 5 krypforsøk ved min. 1 temperatur.
- Strekkforsøk ved 3 temperaturer.
- Direkte skjærforsøk ved 3 temperaturer.
- Tinekonsolidering av leire både med og uten sementinnblanding.

Feltforsøk:

- Frysing av en ca. 5 meter bred støttekonstruksjon i full skala, måle/verifisere frysetid, tinetid og tinesetninger.

Beregninger:

- Termisk beregning av fryse-, vedlikehold- og tineforløp.
- Termisk beregning av hvordan frosten styres mest optimalt.



Eksempel på fryse/tineforsøk. I.T.Vähäaho.
5th International Symposium on Ground Freezing, 1988

Jetbetongpeler

Jetbetongpelene skal permanent fungere som en del av betongkulvertens vegger i området for kjørebru for NSB. Pelene skal også være bæresystem for midtvegg mellom kjørebanene. Pelene utføres armerte for opptak av

skjærkrefter og moment. Pelene benyttes også midlertidig som fundament for NSB-kjørebru over kulverten.

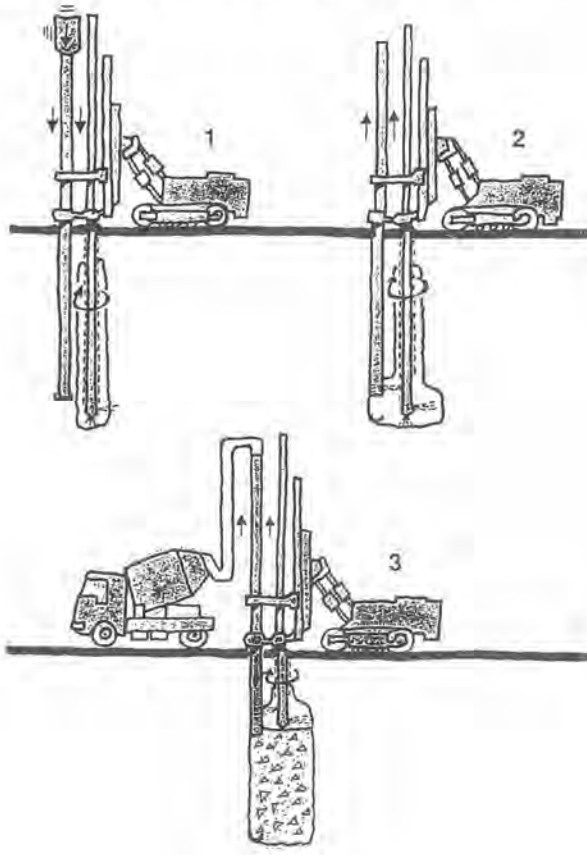
Jetbetongpelene etableres samtidig med frostkonstruksjonen, men før løsmassene er frosset slik at pelenes fot etter betongherding fryses inn i frostkonstruksjonen som fungerer som lastfordelende plate.

I alt ble det vurdert å etablere 29 armerte peler av varierende lengde fra ca 8 meter til ca 18 meter.

Teknisk utførelse

Pelene etableres uten at det foretas noen form for forarbeider av eksisterende terreng. Produksjonsprinsippet er som følger:

1. Nedføring av monitor med rotasjon og forsiktig erosjon. Deretter nedføring av materør for pumpebetong.
2. Høytrykkserosjon, rotasjon og opptrekk. Etablering av hulrom ved at de stedlige massene blir presset opp til overflaten og transportert bort.
3. Innpumping av undervannsbetong suksessivt etter borttransport av stedlige masser.
4. Nedpressing av armeringskurver i pelen før betongen herdner, styrt med føringsskinner.



Produksjon av peler etter EC-1, Jetbetongmetoden. Utdrag fra brosjyre, Jetgrunn A.S

For at pelene skal danne en kontinuerlig veggkonstruksjon etableres jetbetongpelene med pelediameter på 1.5 meter og senteravstand 1.25 meter. Pelediameter og senteravstand er avhengig av resultater fra fullskalaforsøk med kalibreringspeler.

Etableringsperiode
Total tid for etablering av pelene er vurdert til ca. 6-7 uker inklusive tilrigging og nedrigging.

Konstruksjonens materialegenskaper
Pelenes konsistens og materialverdier avhenger av betongresepturen, og kan derfor bestemmes ut i fra denne. For de deler av betongkonstruksjonen som skal stå eksponert benyttes betongkvalitet C45MA. I ueksponerte konstruksjoner C35MA i henhold til Vegdirektoratets direktiver om bruk av betong i konstruksjoner.

Pelene vil få kapasiteter som langt overstiger de laster som pelene blir utsatt for.

Uttesting av jetbetongpeler
For å kunne komme fram til en optimal løsning, teknisk-økonomisk, forutsettes det at det etableres kalibreringspeler før detaljprosjektering. Det foreslås at det etableres 6-8 peler satt sammen slik at de danner en sylinder. Foruten å kontrollere relasjonene mellom de ulike parametere vil man også kunne få sjekket pelenes utbredelse, permeabilitet og bunnoppressing. Deler av disse pelene bør kunne inngå som en del av den permanente konstruksjon.

Kostnader
Frostkonstruksjonen, totalt 4100 m2 flate, er anslått til ca. 2.8 mill. kr. inkl. 3 måneders vedlikeholdsfrysing. Jetbetongpelene inkl. armering, totalt 250 meter pel, er anslått til ca 1.2 mill. kr. Total entreprisekostnad for prosjektet er anslått til 32 mill. kr.

Sluttord
Basert på foreløpige beregninger og teknisk-økonomiske vurderinger fra forprosjektfasen, viser det seg at en løsning basert på frostkonstruksjon og jetbetongpeler er konkurransedyktig med konvensjonelle metoder der forholdene ligger til rette.

Det er forespeilet fra Statens Veivesen at kulvert under jernbanen på Strømsø i Drammen vil bli utført først etter årtusenskiftet. Det burde

således ligge vel til rette for å utføre langtids testforsøk for å vinne større erfaring med metodene. Det er vårt håp at Statens Veivesen vil følge opp med videre utvikling av alternative metoder i veibygging.

Forfatteren vil takke Anne Lise Berggren i Geofrost Engineering A.S og Lars Øivind Hoksrud i Jetgrunn A.S for velvillig faglig bistand i forprosjektet og med forberedelsene til denne artikkel, samt Ing. Chr. F. Grøner A/S for tillatelse til å benytte resultater og illustrasjoner fra deres forprosjekt.

REHABILITERING AV USTABIL FESTNINGSMUR PÅ AKERSHUS FESTNING

REHABILITATION WORK ON AN UNSTABLE SUPPORTING WALL AT AKERSHUS FORT

Siv.ing Jan A. Finstad
NOTEBY NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S

SAMMENDRAG

Sommeren 1991 ble det oppdaget blokkutfall fra en opptil 12 m høy støttemur på Akershus Festning. I tillegg hadde muren fått en utbulning ca midt på høyden, en utbulning på maksimalt ca 40 cm i forhold til murfot. Muren som er verneverdig, ble vurdert som rasfarlig, og istandsettingstiltak var nødvendig.

Årsak til utbulning ble funnet å skyldes fuktighet/frost i murkjerne, og jordtrykk måtte avlastes. Massene bak muren ble oppgravd, dels ved suging og dels ved graving med uttransport ved hjelp av mobilkran. Funn av antikvariske bygningsrester vanskeliggjorde gravearbeidene.

Muren ble rehabilitert ved å ta ned et ytre løst skall, og deretter mure opp igjen med de samme steinene. Nedtaking av muren foregikk fra mobilkran pga. rasfaren. Etter rehabilitering er det fylt tilbake bak muren dels med superlette fyllmasser for å minske jordtrykket.

SUMMARY

During the summer 1991, it was discovered that one stoneblock had fallen out from a supporting wall at Akershus Fort. The wall is approx. 400 years old, and is built with stone blocks. In addition to the stone fallen out, the wall also had horizontal deformation which was biggest half way up the wall. The wall was thus tilting outwards from toe to the middle with approx. 40 cm. The wall was estimated to be unstable, and there was a big possibility that it could fall down.

The wall is an ancient monument and has a historic value, and any action would include rebuilding the wall in excactly the same appearance as it originally had. The main reason to the weak condition was found to be frostaction in the core material of the wall. The wall had an outer weak and loose part, and an inner "healthy" part. The total wall thickness was up to 2 m, and the thickness of the good part approx. 1.5 m.

As primary action the earthpressure was reduced by removing the soil behind the wall. Then started removing the outer and loose part of the wall. Each stone was marked, lowered to ground and put aside to be used again. After reestablishing the wall, now with a vertikal front and with the same stones as originally, the area behind the wall was backfilled with superlight material.

1. INNLEDNING

På østsiden av middelalderborgen på Akershus ligger den såkalte "østre bastion". "Bastionen" er en trekantformet terrasse hvor yttersidene utgjøres av tildels høye steinmurer, og den er kjent tilbake til tidlig på 1600-tallet. Se fig. 1. Største murhøyde når opp til ca. 12 m.

Utfra geografisk beliggenhet får murene betegnelse hhv. syd-, øst- og nordmur. Ifølge historien har murverket hatt stabilitetsproblemer tidligere, og allerede på 1600-tallet måtte en skråpillar oppmures for å støtte nordre del av østmuren. I 1954 ble nordmuren restaurert.

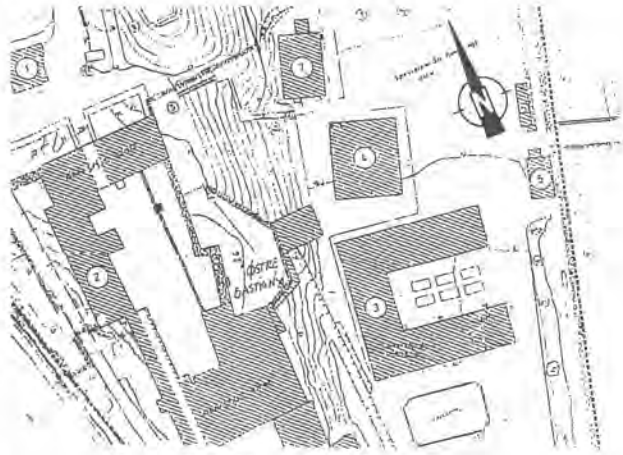


Fig. 1 Plan

På sydmuren har det i årevis eksistert en utbuling i murverket. Videre har det fra tid til annen vist seg nødvendig med utbedring av mørtelfugene i murverket pga. oppsprekking. Sannsynligvis har "magen" på sydmuren stadig blitt større, men med så lav økning år for år at man på den måten er "blitt vant med" situasjonen.

En av de første dagene i august 1991 ble det imidlertid oppdaget blokkutfall fra sydmuren, og man syntes at "magen var blitt større".

Ved en felles befaring med personell fra Forsvarets Bygningstjeneste, Akershus Festning, Arbeidstilsynet, Naturbetong og NOTEBY, ble forholdet vurdert som meget alvorlig, ras av muren kunne ikke utelukkes, og det var nødvendig med sikrings- og utbedringsarbeider.

Noen konklusjoner fra denne første befaringen:

- Det var uklart i hvilken grad hele muren var ustabil eller om dette kun gjaldt et ytre skikt.
- Muren måtte sikres, først midlertidig, senere permanent.
- Arbeider på nedsiden av muren måtte unngås ut fra sikkerhetshensyn.
- Årsak til det registrerte forholdet ved muren måtte avklares.
- Bygningen beliggende nedenfor muren (Forsvarets rekrutterings- og informasjonstjeneste) måtte evakueres, og et område omkring bastionen avsperres.

- Eneste mulighet til å avklare årsak og foreta midlertidig sikring, ble vurdert å ligge i en avlastning av muren ved å fjerne jordmassene bak.
- Adkomst for grave- og transportutstyr var begrenset og vanskelig pga. skadestedets beliggenhet, andre murer, portaler osv. Eventuelle tiltak skulle ikke berøre andre eksisterende konstruksjoner.
- System for kontinuerlig overvåkning av eventuelle bevegelser i muren måtte etableres. Dette som sikringstiltak i forbindelse med aktiviteter på oversiden av muren.

HISTORIKK.

Denne delen av Akershus er til vanlig kjent under navnet "østre bastion". Imidlertid er dette et misvisende navn, området er ingen bastion og har heller aldri vært utstyrt med skyts. Terrassen er oppført for å gi plass til bebyggelse, men denne forsvant ca. 1740, og toppen av terrassen har etter det vært brukt som hage, de siste hundre år kjent som "Kommandantens eplehage".

Tidspunkt for når muren og terrassen ble etablert, er ikke til 100% sikkerhet avklart. I grove trekk kan utbyggingen i området rekonstrueres som følger:

- Den første sikre utbyggingen skjer på begynnelsen av 1500-tallet av Christian 2., visekonge i Norge.
- Rundt 1560-årene bygger lensherre Christen Munk kjøkken her med en underliggende "sveltkjeller" som var "fengsel med knap kost". Flere bygninger og aktiviteter samles nå på stedet, og sannsynligvis foregår den første oppfyllingen i området på denne tida.
- I 1618 tar Jens Juel over som stattholder på Akershus, og fram til hans avgang i 1629 ble det utført flere byggearbeider her. Sannsynligvis startet arbeidene opp med sikring av byggegrunnen, og det er trolig fra starten av Juels periode at muren ble oppført. Oppe på terrassen lot Juel oppføre bl.a. en kjøkkenbygning i 2 etasjer med stattholderens private rom i 2. etasje.

Fig. 2 Skråstøtte

"Grunnen" under den nye kjøkkenbygningen var etter alt å dømme likevel svak, og allerede på 1630-tallet måtte den styrkes. Våren 1631 ble det kjørt fram stein til vollen nedenfor kjøkkenbygningen. Vollen truet med å rase ned, og man oppførte derfor den skrå støttemuren utenfor den nordre delen av østmuren.
Denne støtten står fortsatt, se figur 2.

- Byggene ble revet på 1740-tallet, Området lagt ut til hage, og slik har den da altså ligget i ca 250 år.

ÅRSAKSFORHOLD

I starten vurderte man at deformasjonene som var oppstått på sydmuren, kunne skyldes tre forhold, alternativt en kombinasjon av disse:

- jordtrykk (med event. vanntrykk)
- frost (med telekrefter)
- miljøforsuring som kan virke ekspanderende på enkelte mørteltyper

Jordtrykk

Utgangspunktet var at man ikke viste hvor stor del av murtverrsnittet som var med på horisontalbevegelsen. Murtykkelsen var heller ikke kjent. Videre kjente man til tidligere anmerkninger om ustabil mur (kfr. den påmurte skråstøtten på nordenden av østmuren). Likeledes registrerte man at syd for denne støtten svinger murkronen utover, dvs. ytterligere deformasjoner kan ha oppstått på et senere tidspunkt.
Teoretisk stabilitet av muren ble beregnet med antatte verdier på styrkeparametre og murgeometri. Beregningene viste at murens stabilitet (sikkerhet mot velting) var liten. Terrassens form tilsier reduserte jordtrykk i forhold til det plane tilfellet, og det faktum at muren hadde stått noen hundre år, tilsa at detaljerte beregninger mht. stabilitet ikke var nødvendig.

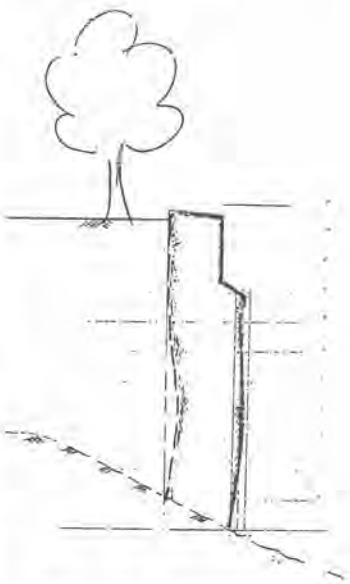


Fig. 3 Tverrsnitt

Drenasjeforholdene bak muren var ikke kjent. En av de mulige årsakene ble derfor ansett å kunne være oppbygging av vanntrykk i nedbørsrike perioder.

Frost

Selve muren med sin høyde har virket som et basseng i forhold til den opprinnelige situasjonen med hus på toppen, med regn direkte samt taknedløp fra slottet. Muren har tidligere ikke vært drenert.

Stadige fryse/tineprosesser kunne ha bidratt til utbulningen. Det ble antatt at muren var en kistemur, dvs. med en oppmurt indre og ytre vange med et mellomrom fylt av sparestein, kalk, jord o.l. Det var videre klart at murfront neppe var tett mot f.eks. slagregn, muren hadde i tillegg horisontale sprang dekket med takstein, og mulighet for fukt inn i muren er klart tilstede.

Vann kan dermed har trengt inn i murkjernen og frosset vinterstid. Telekrefter som dermed oppstår vil presse til alle sider, deformasjon vil kunne komme der det er minst motstand, dvs. mot ytre vange.

Den store utbulningen mot syd tydet på dette forholdet. At ikke fotpunktet på muren var presset ut, kunne ha sin årsak i stor friksjon mot underlaget samt mer motstand i fugene da disse til stadighet var reparert.

Miljøforsuring

De senere års økende forsuring (følger regnvannet) kan gi kjemiske reaksjonsprodukter i mørtelen som er ekspanderende og derved kan presse enkelte steiner ut. Mørtelprøver ble tatt ut for å teste kjemisk innhold.

Imidlertid har deformasjonene gått over så lang tid at denne årsaksfaktor ble ansett som lite relevant. Den kan imidlertid være utløsende.

Konklusjon

Som en foreløpig konklusjon på dette innledende stadiet, kom man til at de totale deformasjoner kunne være en kombinasjon av jordtrykk og frostpåkjenning.

Om det var rent jordtrykksproblem, måtte man kunne anta at murens innside hadde en tilsvarende utbulning som yttersiden. For å avklare årsakssammenheng, ble derfor bestemt å grave opp på innside for å blottlegge muren.

Videre konkluderte man med at muren slik den da fremstod helt klart var usikker. Det kunne ligge lokale latente spenninger som kunne gi ytterligere blokkutfall. Disse kunne så i sin tur utløse lokale ras.

TILTAK

Tiltak måtte eliminere skadeårsak samt gi permanent sikkerhet. Både tiltak og kostnader måtte sees i sammenheng med de sikkerhetsmomenter som måtte ivaretas og som man måtte ta hensyn til ved utbedringsarbeidet:

- de permanente i forhold til almen ferdsel og byggene nedenfor
- de utførendes i forbindelse med arbeid for å oppnå den permanente

Videre måtte det tas hensyn til at tidshorisonten for den permanente konstruksjon var "uendelig" idet dette er et fredet byggverk.

Alternative tiltak kunne deles i to hovedgrupper:

- Rive muren for så å bygge opp på nytt
- Sikre muren der den sto

Endelig valg måtte gjøres utfra at sikkerhet i gjennomførings-prosessen ble ivaretatt. Endelig bedømmelse av dette kunne først gjøres når man viste maksimalt om tilstanden, spesielt spenningstilstanden i murverket.

Uansett var fjerning av massene bak nødvendig. Omfang av oppgraving måtte imidlertid kontinuerlig vurderes, og var bl.a. avhengig av hvilke forhold som ellers ble avdekket ved muren. Oppgraving ville forøvrig avlaste jordtrykket og som så eliminere en påkjenning.

Den faktiske utbulningen ville imidlertid stå med uoversiktlige spenninger noe som ikke kunne elimineres av utgraving. Det var derfor viktig å bringe klarhet i selve murens tilstand, og den eneste metoden slik det ble vurdert, lå i å plukke ned muren bit for bit. Dette kunne imidlertid ikke gjøres før jord-trykket var avlastet så mye at muren "garantert" stod. Løsningen lå altså i at man antok at risiko for rasforplantning var minimal etter frigraving av muren. Man forutsatte dermed at risiko for blokkutfall og ras kun lå i den ytre vange.

GRAVEARBEIDER/RIVING AV MUR

Med bakgrunn i forholdene nevnt i punkt 1, ble det besluttet å starte utgravingen bak muren umiddelbart og ved bruk av lett utstyr. Som lett og skånsomt utstyr ble det videre valgt bruk av vakuum-sug og mini-gravemaskin. Blant annet var det i denne fasen viktig å benytte et utstyr som ga minimale vibrasjoner. Uttransport av massene skjedde dels med containere og dels med traktortilhenger.

Imidlertid hadde man ikke holdt på mer enn to dager før man nådde ned i restene fra de historiske byggene. Riks- og byantikvar ble varslet, og funnet av bygningsrester kompliserte de videre gravearbediene. Bygningsrestene hadde naturlig nok stor interesse for Akershus sin bygningshistorie. Med den

akutte rasfaren man imidlertid syntes å stå ovenfor, var det mulig at store deler av terrassen kunne gli ut med bygningsrester og alt. Kompromiet ble derfor at i utgravingsområdet skulle bygningsrester avdekkes, finrenses og dokumenteres, og deretter fjernes i dent omfang som var nødvendig for anleggsarbeidet. For å spare tid, ble dokumentasjonen av bygningsrestene gjort ved fotogrammetrisk oppmåling.

Bygningsrester viste seg å dekke mer eller mindre hele arealet på terrassen, og den videre driften ble i stor grad påvirket av disse funnene. Bl. a. ble det avdekket en middelaldermur inne på terrassen, og denne hadde så stor kulturhistorisk verdi at antikvarene på det sterkeste motsatte seg fjerning. Denne muren innebar dermed en begrensning i mulig åpen gravedybde inntil den ustabile muren, og gravingen måtte avbrytes da man var nådd en dybde på ca 5.5 m.

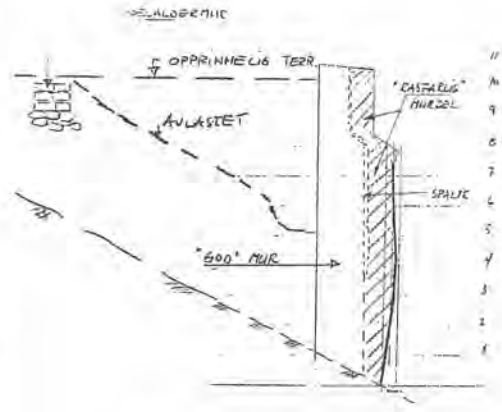


Fig. 4 Tverrsnitt

På dette tidspunkt startet man nedtaking av ytre murskall. Arbeidet ble ansett som farlig, og eneste sikre løsning lå i å utføre arbeidet fra kurv hengende i mobilkran. Steinblokker i muren var på forhånd merket av antikvarene, muren var fotografert og større steinblokker ble heist ned. Merkede blokker ble lagt på lager for senere ombruk.

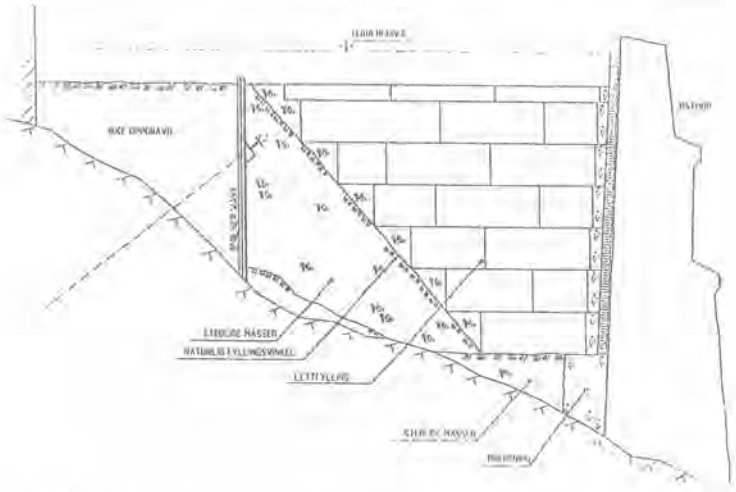
Denne nedtaking av ytre murskall avdekket en åpen spalte mellom et ytre løst skall og en bakenforliggende god mur. Spalten ble målt til opp mot 40 cm, og det var tydelig at muren opprinnelig ikke var murt med en slik spalte. Dette innebar dermed at man hadde funnet løsningen på årsak - denne lå i frost og telespregning.

Videre kunne man nå måle tykkelse på gjenværende god mur, og på et noe sikrere grunnlag vurdere stabilitet. I en viss fase av riveprosessen ble det registrert at spalten syntes å dreie innover mot bunn av muren, dvs. tykkelsen på god mur syntes å avta med dybden. Nye vurderinger av stabilitet, samt det faktum at man på dette tidspunktet hadde registrert bevegelse utover på "magen", medførte at avlastningsarbeidet måtte gjenopptas. Nå var imidlertid grense for topp av graveskråning gitt pga. den tidligere omtalte middelaldermuren, og det måtte innføres en støtteveggsløsning. Etter vurdering av alternativer ble løsningen en Berlinerwandt med stag til fjell.

Etter ferdig etablert vegg startet gravingen på nytt, og eneste måte å transportere ut gravemassene var ved mobilkran. Dette betyr at mye av gravingen som ble gjort bak muren innebar utheising av gravemasser, en heller kostbar metode.

Gravingen ble avsluttet ca 2 m over fjell ved bakkant mur, og nedtaking av ytre skall fortsatte, dette også utført med mannskap stående i kurv hengende fra mobilkran.

Forhold avdekket under nedtaking, gjorde at tilnærmet hele det ytre skallet måtte rives. På høsten 1991 sto dermed muren med ytre skall revet ned til murfot for sydvangen, og revet ned til første horisontale sprang for østvangen. Rivingen hadde også avdekket at østvangen var dårlig og nødvendig å rehabilitere.



REETABLERING

For sydvangen bestod reetableringen først og fremst av gjenoppmuring av ytre vange. Merkede stein skulle opp igjen i nøyaktig samme posisjon som før nedtaking, dvs. med unntak av den tidligere utbulningen. For å binde ytre og indre vange sammen ble det innlagt ankere i murfugene i ytre vange. Ankrene ble ført gjennom bakre vange gjennom oppborede hull, og forankret på baksiden med ankerplater. Drenasje av muren sikres ved tilbakefylling av mellomrommet med løs leca og drenshull i murfot.

For østmuren er på de lavereliggende deler ytre og indre mur bundet sammen med ankere som i front er gitt en utforming lik "gamle" ankere på Akershus. I bakkant er forankringen utformet som på sydmuren. Videre ble drenering bak muren sikret ved gjennomboring av drenshull ved laveste murfotnivå.

Innfylling bak muren er utført dels ved bruk av superlette fyllmasser. Løsningen skal sikre er redusert jordtrykk mot muren, men også lettere muliggjøre tiltak i fremtiden.

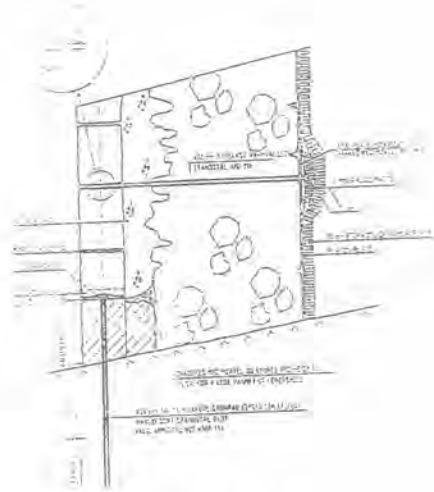


Fig. 6 Detalj

JORDARMERING BRUKT TIL FORSTERKNING OG REHABILITERING AV TRAFIKKAREAL.

Soil reinforcement for strengthening and rahabilitation of traffic areas.

Siv.ing. Arnstein Watn
SINTEF Geoteknikk

SAMMENDRAG

Armering av de granulære materialene kan benyttes for forsterking av trafikkareal for å redusere skade pga deformasjoner. Som grunnlag for vurdering av nytte og utforming av en armeringsløsning må belastningstyper og nedbrytingsmekanismer karlegges.

Armeringens hovedfunksjon er å kompensere for materialenes manglende strekkstyrkeegenskaper. Armering har størst effekt for å redusere plastiske deformasjoner av trafikkarealene. Potensialet er derfor størst:
- ved konstruksjon av midlertidige trafikkareal på bløt grunn
- ved forsterking av tynne "underdimensjonerte" overbygninger på bløt grunn
- ved forsterking av eksisterende konstruksjoner med ustabile materialer i bære-/forsterkningslag
- ved kantforsterking og breddeutvidelser på bløt kompresibel grunn

Armeringens strekkstyrkeegenskaper ved lave og moderate tøyningsnivå og samvirkeegenskapene med omkringliggende materiale har størst betydning for å oppnå effekt.

SUMMARY

Base reinforcement may be used for strengthening of traffic areas to reduce potensial damage caused by deformation. Load characteristics and deterioration mechanisms are basics for the evaluation of potential benefit.

The main function of the reinforcenment is to improve the tensile strength properties of the soil.

Most significant effect from reinforcement are clearly in the reduction of plastic deformations of traffic areas. Potential benefit are greatest in:
- temporary roads on soft soil
- rehabilitation of thin underdesigned bases on soft soil
- strengthening of existing constructions with unstable materials in the base
- strengthening of shoulder and road widening on soft ground

Most important reinforcement properties are tensile strength at low and moderate tension and interaction with granular materials.

PROBLEMSTILLINGER

Generelt

Armert jord er i utgangspunktet en teknikk som er benyttet i tusenvis av år. I sin moderne form med anvendelse av nye materialer og et mer eller mindre konsistent teorigrunnlag, er den imidlertid meget ung. Det er ca 30 år siden franskmannen Henry Vidal begynte å eksperimentere med stålbånd for armering av jordmasser. Nye teknikker har det til felles med religion at de har en tendens til å mobilisere fanatisme hos både tilhengere og motstandere. Er man "frelst" kan alle problemer løses, er man "ikketroende" kan ingen! Etter min mening er det på tide å komme et skritt videre og da er spørsmålene:

- Når kan armering være hensiktsmessig?
- Hvordan kan armering benyttes?

Grunnlaget for å gi noen svar på disse spørsmålene vil være å betrakte konstruksjonstyper, belastninger og nedbrytingsmekanismer der armering er aktuelt.

Konstruksjoner

Armering for forsterkning av trafikkareal kan i utgangspunktet omfatte så godt som alle former for bruk av armert jord. For å avgrense emnet er det her valgt å betrakte armering i de granulære massene i overbygningen der formålet primært er å oppta laster fra ytre påkjenninger (hovedsakelig trafikklaster). Dvs at armering for forsterking/oppstramming av skråninger, armering under fyllinger og armering i asfalt ikke blir behandlet her.

En del aktuelle eksempler for bruk av armering er vist i fig 1.

Belastninger

Et trafikkareal vil utsettes for ulike typer belastninger. Det er naturlig å dele inn belastningene i 3 ulike typer:

-Trafikklaster
-Egenlaster
-Miljølaster

Trafikklastene karakteriseres ved at de er dynamiske og varierende både i lastareal, lastintensitet og plassering. Dette medfører at de generelt er kortvarige (med mulig unntak av parkering / oppstillingsarealer). Varigheten har innflytelse på tillegsspenningenes influensdybde, dess kotere belastningstid dess mindre dybdevirkning. Det har også innflytelse på poretrykksoppbyggingen, rask pålasting tilsier høy poretrykksoppbygging og følgelig små effektivspenninger.

Egenlastene er dominerende ved fyllinger på bløt grunn. For den type konstruksjoner som her blir omtalt, er det først og fremst egenvekt av overbygninger i forbindelse med breddeutvidelse og skjevsetninger på bløt grunn som er aktuelle. Egenlastene er av natur statiske og langvarige.

Miljølaster kan defineres som ytre belastninger på konstruksjonen utenom trafikklastene. I vårt klima vil spesielt telehiv være en dominerende miljølast. Lastene er hovedsakelig langperiodiske og kan i armeringssammenheng betraktes som tilnærmet statiske langtidslaster.

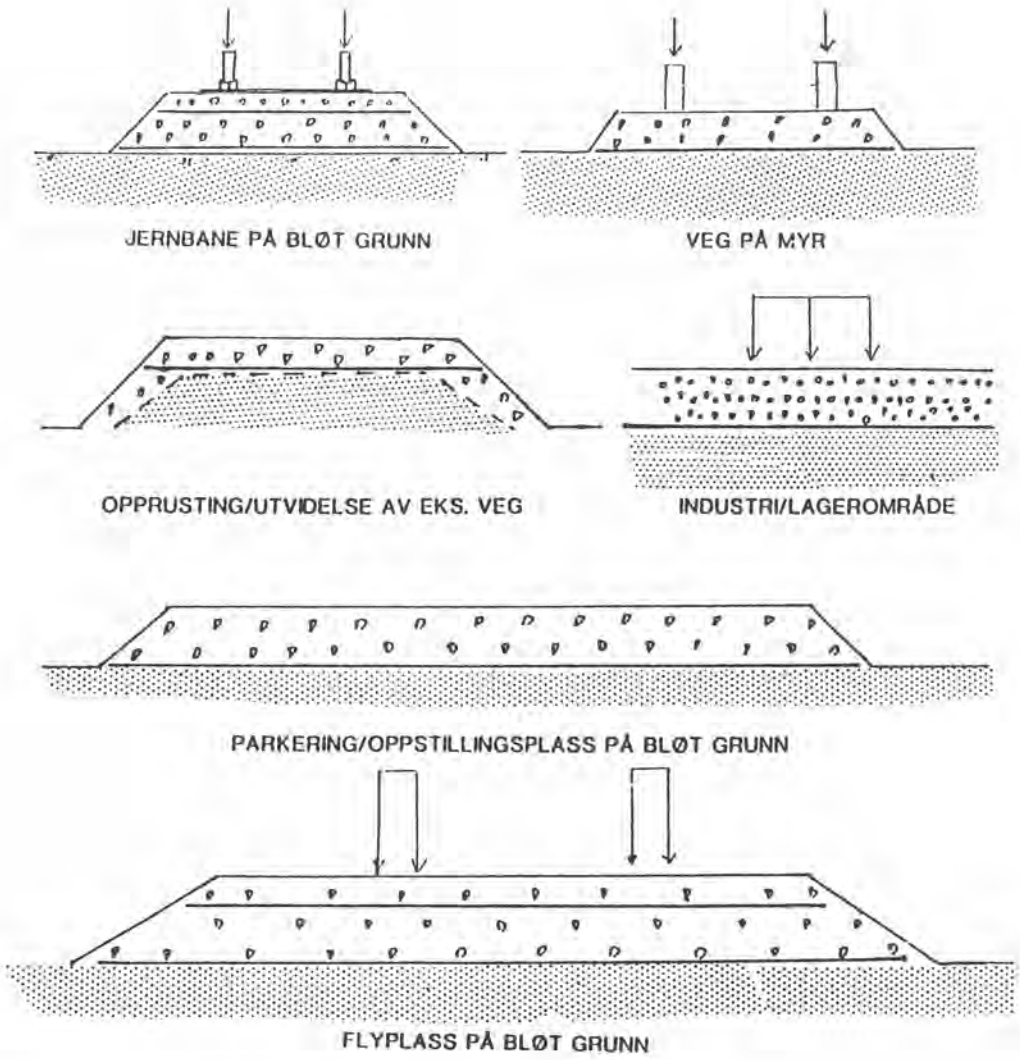


Fig 1 *Eksempler på anvendelse av armering for forsterking av trafikkareal.*

Nedbrytingsmekanismer

Belastningene vil medføre en gradvis nedbryting av trafikkarealene. Kombinasjonen av ulike belastninger medfører nedbryting etter ulike mekanismer og disse vil variere med type konstruksjon, klimaforhold og med "historisk stadium" (anleggsfase, driftsfase). Generelt er bildet meget sammensatt og å peke på en klar "syndebukk" er meget vanskelig. Nedbrytingsmekanismene med størst betydning for våre problemstillinger er: Skjærdeformasjoner, skjærbetinget

poretrykksoppbygging, konsolidering og teledannelse.

Funksjonskrav

Kravene til armerte trafikkareal tilsvarer de som må stilles for en tradisjonell løsning. Kravene vil derfor variere for type kosntruksjon.

For lavtrafikkerte veger uten fast dekke (f.eks anleggsveger) kan primærkravet være framkommelighet. Dvs at det aksepteres forholdsvis store deformasjoner. De kan imidlertid utsettes for til dels store enkeltlaster som må kunne opptas uten at det oppstår direkte grunnbrudd. For areal med større trafikkbelastning og fast dekke vil kravene være betydelig sterengere med f.eks krav til maks spordannelse eller ujevnhet av vegbanen. For f.eks jernbane vil kravene stilles til maksimal tillatt ujevnhet av sporet.

Kravene kan altså også endres med konstruksjonens "historiske stadium". I anleggsfasen kan det være et krav til framkommelighet mens det i driftsfasen settes krav til maksimale tillatte deformasjoner.

TEORIGRUNNLAG

Tradisjonelt har teoretisk modellering av deformasjoner under trafikklast vært basert på elastisitetsteori. Teorimodeller på elastisk grunnlag har klare begrensninger, spesielt siden vanlige materialer som inngår i slike konstruksjoner har en elasto-plastisk oppførsel. Forenklet tilsier dette at alle deformasjoner består av en elastisk del og en plastisk (varig) del. I Norge med en stor andel lite trafikkerte veger, store sesongmessige klimatiske variasjoner (frysing/teleløsning) vil jeg hevde:

DE FLESTE SKADER PÅ TRAFIKKAREAL SOM KAN OBSERVERES I FORM AV HJULSPOR, DEKKEOPPSPREKKING, UJEVNHETER ETC SKYLDES DEN PLASTISKE ANDELEN AV DEFORMASJONENE. DERFOR BØR MODELLERINGEN AV DEFORMASJONER TA UTGANGSPUNKT I ET ELASTO-PLASTISK GRUNNLAG.

I en slik sammenheng er det viktig å merke seg at armering har liten betydning for konstruksjonens elastiske egenskaper, men kan ha stor betydning for de plastiske. Dette er også en forklaring på at "måling" av armeringseffekt på et trafikkareal har en tendens til å bli mislykket. Slike målinger (fallodd etc) er nemlig basert på registrering av de elastiske egenskapene.

Vanlig anvendte materialer (naturlige eller nedknuste) i en veg/plass har i utgangspunktet meget begrenset strekkstyrkekapasitet. Armeringens hovedoppgave er følgelig:

Å KOMPENSERE FOR KONSTRUKSJONSMATERIALENES MANGLENDE STREKKSTYRKEKAPASITET.

Armeringen kan i prinsippet gjøre dette på to måter:

- Armeringen kan mobilisere strekkspenning ved deformasjon og dermed redusere strekktøyningene (analogt slakkarmert betong).

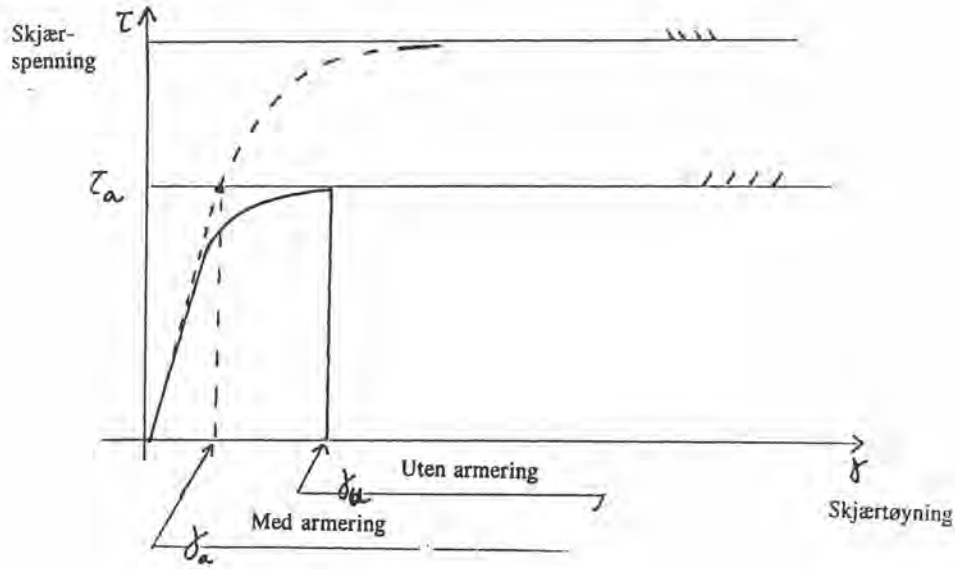
- Armeringen kan forspennes og dermed påføre konstruksjonen trykkspenninger som reduserer strekktøyningene (analogt forspent betong).

I det første tilfelle er effekt av armeringen avhengig av den påføres en tøyning, dvs at det må oppstå en initiell deformasjon. Er armering benyttet for opptak av setningsinduserte deformasjoner og opptak av trafikklaster i konstruksjoner der det kan tillates noe deformasjoner (anleggsveger etc) er dette en relevant problemstilling.

Armering for opptak av trafikklaster i konstruksjoner med mindre toleranser, veger/plasser med fast dekke, jernbane osv, kan kreve så store initielle deformasjoner at dette overskrider konstruksjonens "toleransekrav". For å oppnå effekt av armering for "små" deformasjoner må dette gjøres gjennom en forspenning av konstruksjonen. For å kunne beregne effekten må vi da bestemme spennings- og tøyningstilstanden for de enkelte lag som inngår i konstruksjonen og hvordan disse påvirkes av en armering. Det vil i slike sammenhenger være like viktig å kjenne tilstanden i hviletilstand (utgangstilstand) som i en gitt belastningstilstand.

Spenningene som opptrer må relateres til de respektive materialenes styrke- og deformasjonsegenskaper. **Mobiliseringsgraden** for materialene i en viss dybde for en gitt belastning og tilhørende deformasjon må bestemmes.

Dersom armeringen påfører konstruksjonen en forspenning medfører dette at materialene har et initielt høyere spenningsnivå enn uten armering. For en gitt overflatelast får materialene dermed en lavere mobiliseringsgrad (de ligger lenger unna en bruddsituasjon) og får dermed mindre plastiske skjærdeformasjoner.



Uten armering: Store plastiske skjærtøyninger

Med armering: Reduserte plastiske skjærtøyninger

Fig 2 Virkning av armering på materialenes strekkstyrkeegenskaper.

For å beskrive prinsippene kan vi prøve å sette dem inni en mer "virkelighetsnær" sammenheng. Vi betrakter da spennings/tøyningstilstanden i forskjellige faser for ulike nivåer i en vegoverbygning. I det ene tilfellet er armeringen lagt mellom undergrunnen og overbygningen, i det andre mellom forsterkningslaget og bærelaget.

Armering mellom undergrunn og forsterkingslaget:
I anleggsfasen vil armeringen bli påført tøyninger pga komprimering og anleggstrafikk. Dette vil redusere påkjenningen og dermed skjærdeformasjonene for undergrunnen under armeringen. Ved bløt undergrunn kan dette ha stor betydning for framkommeligheten for anleggstrafikk og for tilstanden for trauet. På bløt undergrunn vil et mere stabilt underlag i noen grad også bedre effekten av komprimeringen for materialene lenger opp i overbyningen.

I hviletilstand vil armeringen ha en viss strekktøyning pga belastningen fra overbygningen og /eller de tøyninger den har fått i anleggsfasen. Armeringen vil i tilfelle påføre undergrunnen og forsterkingslaget innoverrettede skjærspenninger.

Under trafikklast blir overflaten utsatt for en vertikal tilleggsspenning. Dette medfører økte vertikale og horisontale spenninger i overbygningen. Dette resulterer i at materialene får en skjærtøyning ut fra belastningsflata. Effektene har begrenset **influensdybde**, primært avhengig av lastflate og belastningstid (fart). Forenklet kan vi si at lasten har meget liten betydning for spenniingsnivået dypere enn ca 2 X B, der B er lastbredden, Armering i større dybde har følgelig i denne fasen meget liten innvirkning på deformasjonene pga lasten.

Armering mellom forsterkingslag og bærelag:
I anleggsfasen vil armeringen bli påført en tøyning pga belastning fra anleggstrafikk og komprimering.

I hviletilstand vil armeringen ha en liten initiell tøyning pga vekt fra overliggende overbygningsmasse. Armeringen kan i tillegg ha "konservert" tøyninger fra anleggsfasen og dette kan påføre bærelag og forsterkingslag en horisontal trykkspenning i en sone omkring armeringen. Materialene i denne sonen vil dermed ha et høyere spenningsnivå.

Under trafikklast blir overflaten utsatt for en vertikal tilleggsspenning. Fordi materialene har en initiell horisontal trykkspenning vil de imidlertid få en lavere mobiliseringsgrad enn uten armering. Dette vil redusere skjærtøyningene og dermed de deformasjonene som oppstår pga trafikklasten. Høyere horisontale spenninger tilsier også større vertikale skjærspenninger, dvs at "lastspredningsvinkelen" vil øke.

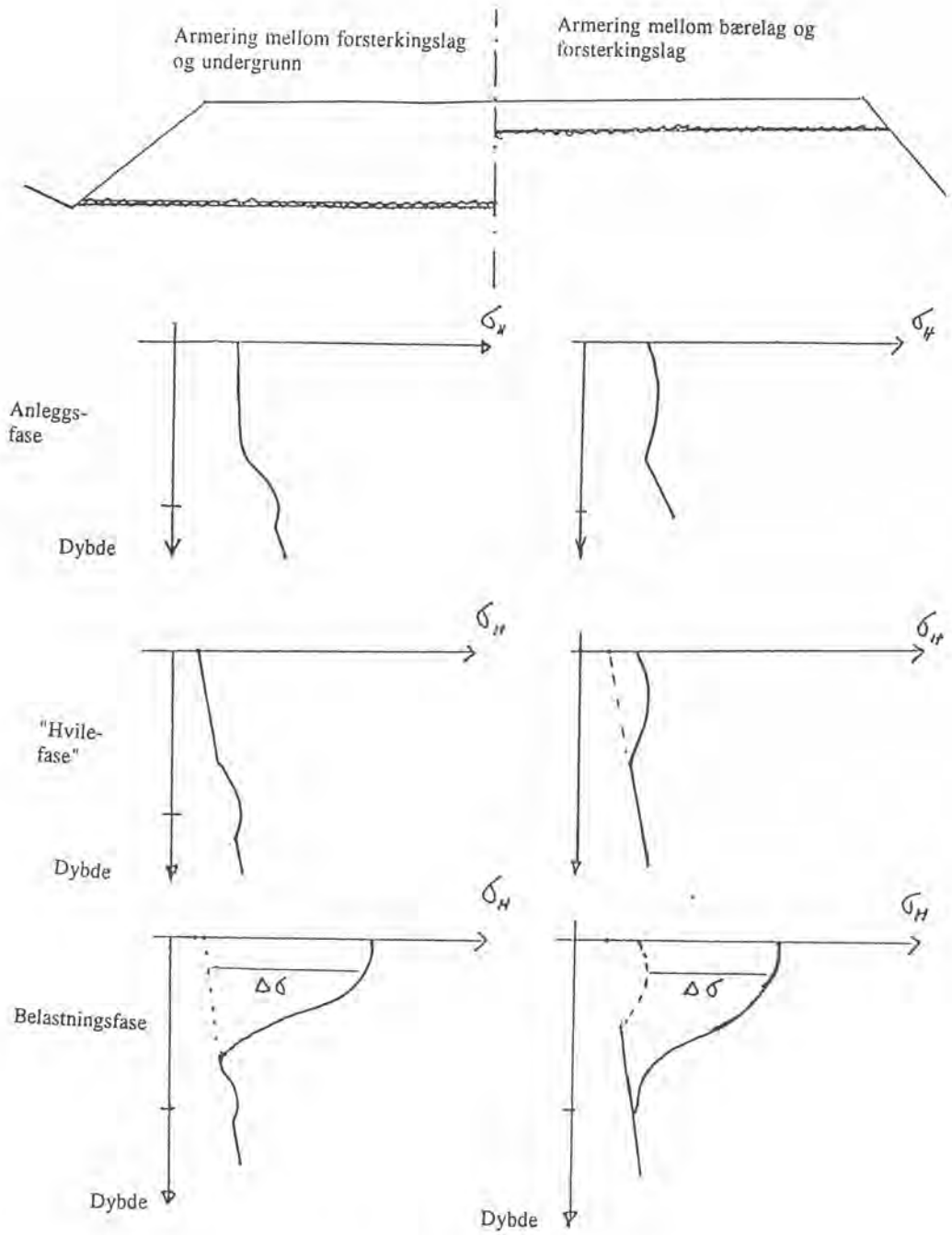


Fig 3 *Innvirkning av armering for spenningstilstand i overbygningen.*

Forenklet sagt kan altså armeringen for opptak av trafikklaster ha to siktemål:

* Redusere overføring av skjærspenning til (bløt) undergrunn
  -Armeringen plassert mellom undergrunn og overbygning

eller

* Hindre laterale skjærdeformasjoner i overbygningsmaterialene
  - Armering plassert i bærelag eller forsterkingslag

POTENSIALE

Et meget interessant emne er hvordan armering kan utnyttes og når det har størst nytteverdi.

Trafikklaster
Internasjonalt er armering i trafikkareal primært benyttet for å kunne redusere overbygningstykkelsen. Dimensjoneringsteori har derfor i stor grad tatt utgangspunkt i undergrunnens geotekniske bæreevne med beregning av "ekvivalent" bæreevne for alternative løsninger m/u armering. For midlertidige veger og plasser kan dette være relevant. For permanente veger er fokusering på bruddtilstand og sammenblanding mellom geoteknisk og vegteknisk bæreeven meget uheldig. I Norge er kravene til overbygningsmaterialer og tykkelser i større grad knyttet til hensyn til tele enn til krav om geoteknisk bæreevne. Derfor er potensialet for reduksjon av overbygningstykkelsen begrenset. Primært bør armering av trafikkareal derfor benyttes for å **redusere deformasjoner og øke levetid** framfor tykkelsesreduksjoner.

Hovedkonklusjoner for anvendelse for opptak av trafikklaster blir derfor:

Ved nybygging:
- Reduksjon av overbygningstykkelser over bløt undergrunn for anleggsveger og temporære lite trafikkerte veger
- For å sikre framkommelighet og redusere nedkjøring av trau på bløt undergrunn i anleggsfasen for permanente veger

Forsterking:
- I kombinasjon med nytt bærelag på steder med betydelige plastiske deformasjoner som følge av svak og inhomogen overbygning.
- For forsterking av tynne, "underdimensjonerte" overbygninger på bløt undergrunn.

Evaluering av armeringseffekt for trafikklaster er ikke enkelt. Materialegenskapene varierer, f.eks med temperatur og vanninnhold og lastene varierer både i tid, størrelse og plassering. Systematisk oppfølging av konstruksjoner over lang tid er derfor den eneste relevante metode for å etterprøve de teoretiske modellene og laboratorieforsøk.

Et fornuftig utgangspunkt for vurdering av armeringseffekt er at denne er større dess høyere mobiliseringsgrad. For å sette det inn i en sammenheng: Dersom "det som ødelegger vegen er melkebilen to ganger pr dag i teleløsningsperioden" er det sannsynlig at armering av de granuære materialene vil ha klar effekt.

Egenlaster:
Armering vil i liten grad påvirke de totale setningene av en frittliggende fylling. I forbindelse med skjevsetninger, f.eks ved breddeutvidelse, kan armeringen overføre en del av tilleggslastene inn til eksisterende konstruksjon. Tilleggslasten kan dermed fordeles over en større bredde og resultere i reduserte differansesetninger.

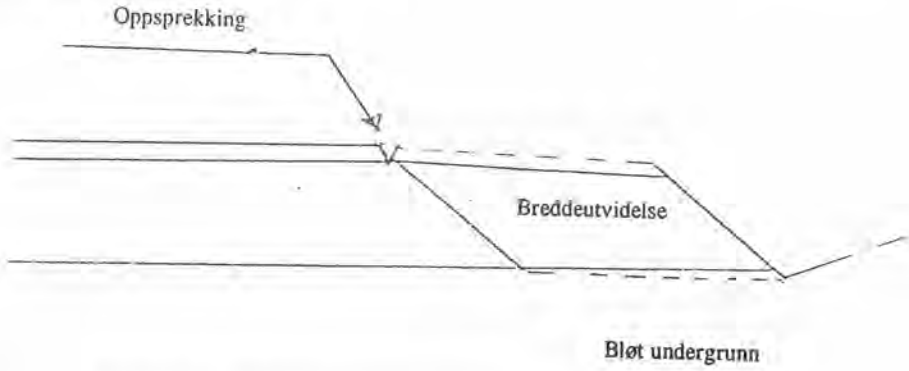


Fig 5 *Armering for reduksjon/utjevning av setninger ved breddeutvidelse.*

ALTERNATIVE ARMERINGSTYPER

Vi skal nå bevege oss inn i et minefelt. De ulike leverandører vil alle framstille sitt produkt som nettop nirvana og det kan være på sin plass med litt kaldt vann i blodet:

1 *INGEN TING ER GODT FOR ALT*

2 *DET SOM ER GODT FOR NOE KAN VÆRE GALT FOR NOE ANNET*

Vårt utgangspunkt må være:

Hvilken type er best for det aktuelle formålet og hvordan er kostnads/nytteforholdet for de ulike alternativene.

Utgangspunktet for en slik vurdering er å bestemme hvilken funksjon armeringen skal fylle i konstruksjon. De innledende kapitler i dette foredraget er ment som en skisse for hvordan dette kan bestemmes. Ut fra en definert funksjon kan det så settes krav til hvilke egenskaper produktet skal ha.

Armering framstilles av mange forskjellige typer råstoffer og etter ulike fabrikasjonsmetoder. De viktigste armeringsegenskapene vil være strekkstyrke, elastisitet, ruhet, bestandighet og håndterbarhet.

Styrkeegenskapene avhenger primært av type råstoff og framstillingsmåte. Armeringens bruddstyrke er i de fleste sammenhenger lite relevant fordi armeringen skal opptre i samvirke med de andre konstruksjonsmaterialene. Høy bruddstyrke vil derfor være uinteressant dersom bruddtøyningen er så stor at jordmaterialene forlengst er gått til brudd. Vurderingen bør derfor ta utgangspunkt i armeringenes "arbeidskurver". Armeringenes krypegenskaper er forskjellig og det er derfor vesentlig å klargjøre om det er viktig med langtids eller korttids styrkeegenskaper. Fordi armeringens strekkstyrkeegenskaper endres i begravd tilstand, vil strekktøyningskurver for armeringen alene heller ikke representere den hele og fulle sannhet.

Struktur kan ha stor betydning for armeringens samvirke med omkringliggende materiale. Nettstrukturer har generelt bedre ruhetsegenskaper enn armeringsduker. For opptak av trafikklaster høyt oppe konstruksjonen, med gjennomgående lave spenningsnivå, bør det anvendes nettstrukturer. Optimal effekt er da avhengig av at materialenes korngradering og armeringens rutestørrelse er tilpasset hverandre.

Bestandighet. Armeringen må ha tilfredsstillende bestandighet mht temperatur og kjemisk nedbryting. Faren for skade pga mekanisk påkjenning i anleggsperioden kan være et problem.

Håndterbarhet er en meget viktig faktor både pga arbeidseffektivitet og kvalitet.

EKSEMPLER

Som avslutning skal jeg gi noen eksempler på problemstillinger, funksjonsprinsipper for armering, essensielle armeringsegenskaper og mulige løsninger.

Geoteknisk bæreevne for trafikklast på bløt undergrunn

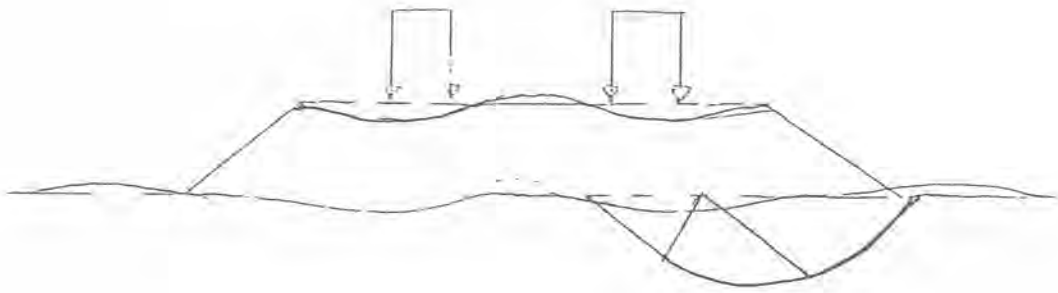
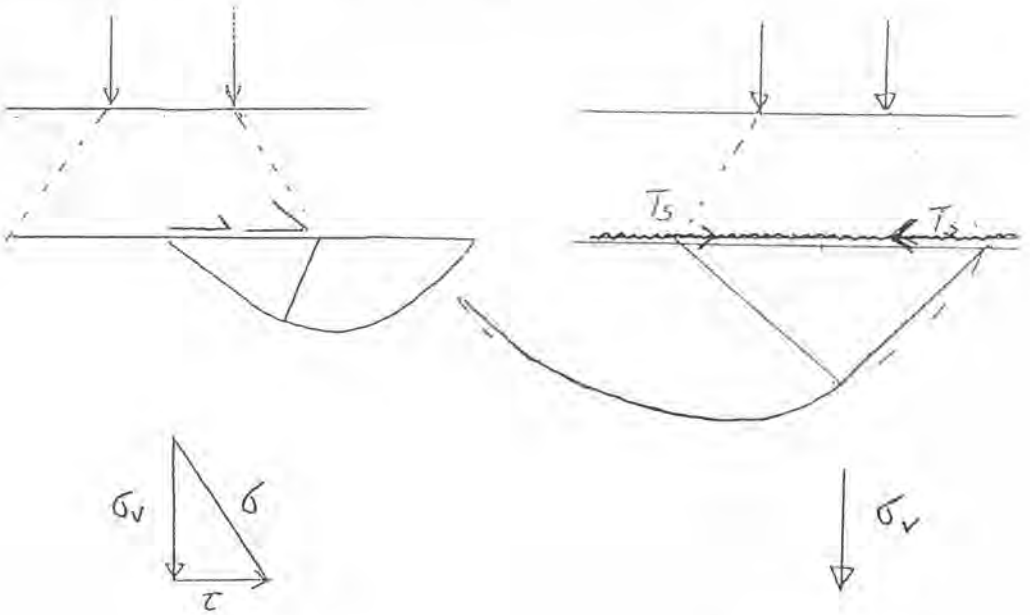


Fig 6 *Geoteknisk bæreevne for trafikklast på bløt undergrunn. Problemstilling.*

Midlertidige veger, anleggsfase på områder med svak og kompressibel undergrunn (myr, leire). Tynn overbygnig i forhold til lasten. Store belastninger medfører store plastiske deformasjoner av konstruksjonen. Framtrer som "bølgedannelse" inn mot belastningssonen eller som direkte nedsynking (grunnbrudd) under lasten. En enkelt lastpassering kan medføre betydelige skader og kan i ekstreme tilfeller umuliggjøre videre trafikk.



Uten armering

Med armering

Fig 7 *Geoteknisk bæreevne. Funksjonsprinsipp.*

Armeringen vil ha som formål å redusere overføring av horisontale skjærspenninger til undergrunnen og dermed øke bæreevnekapasiteten. Den vertikale tillegsspenningen vil gi en tendens til lateral tøyning. Dette vil mobilisere skjærspenninger mellom materiale og armering og armeringen vil forsøke å "holde igjen" for den horisontale bevegelsen. Belastningene er kortvarige. Dess tynnere overbygning dess større betydning har samvirket, ruheten, mellom armering og materiale. For å unngå brudd i undergrunn må strekktøyningene begrenses. Korttids strekkstyrke for armeringen ved tøyning på maks 3 - 5 % er relevant.

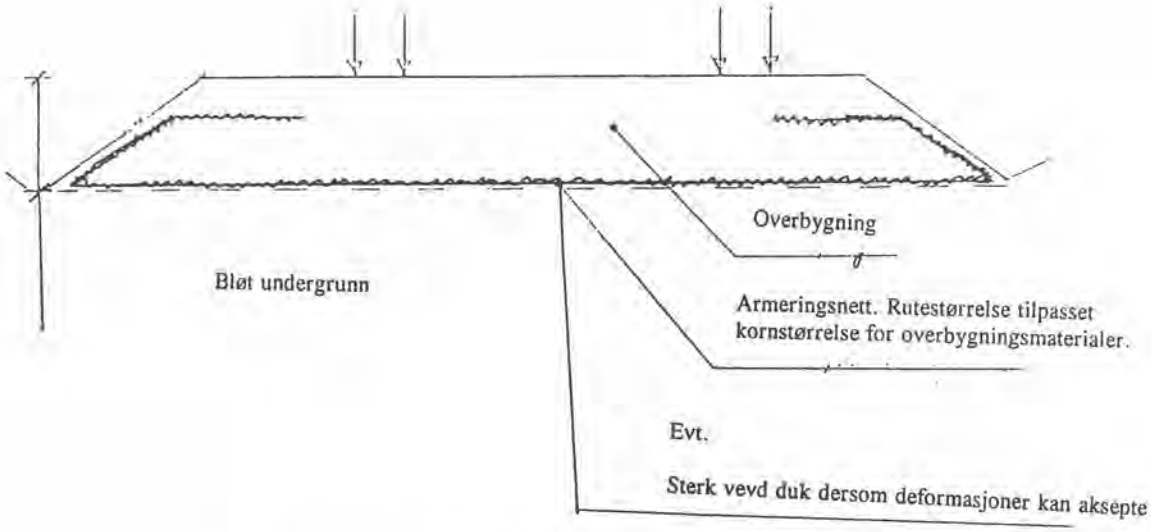


Fig 8 *Geoteknisk bæreevne. Løsningsforslag.*

Jo mindre permanent overlagringsspenning, dvs jo nærmere overflaten armeringa ligger, og dess mindre deformasjon som kan aksepteres, jo viktigere vil **ruhetsegenskapene** være. Armeringsnett vil i slike tilfeller ha klare fordeler.

Dersom det kan aksepteres forholdsvis store deformasjoner (skogsbilvei etc) kan manglende ruhet kompenseres med høyere bruddstyrke. En tettvevd duk vil i tillegg til armeringseffekten også gi en god separsjonseffekt. Samlet sett kan dette ofte være en gunstig løsning.

Ujevnt jernbanespor pga plastiske deformasjoner i bære-/forsterkingslag.

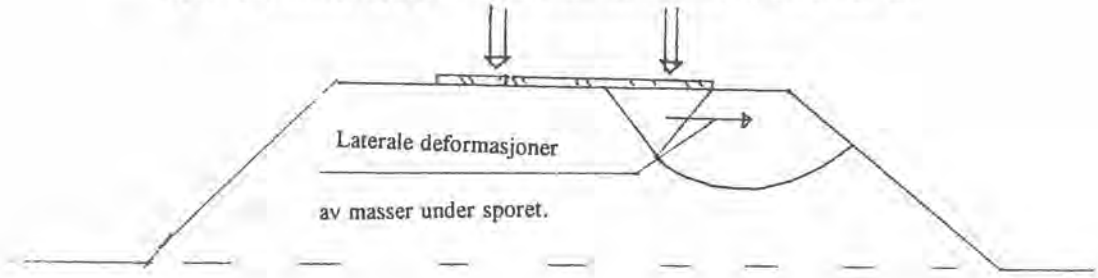
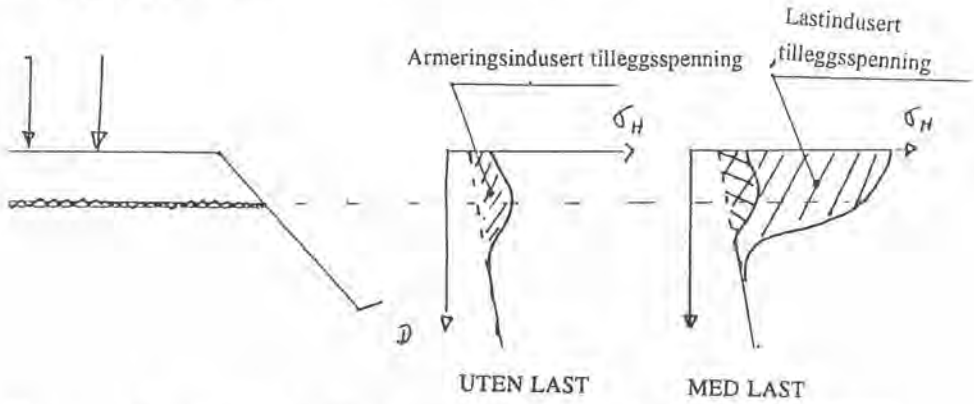


Fig 9 *Ujevnt spor pga plastiske deformasjoner i bære-/forsterkingslag. Problemstilling.*

plastiske deformasjoner i de granulære materialene akkumuleres over mange passeringer og ujevnheter av sporet. Deformasjonene skyldes primært skjærdeformasjoner uten volumendring, kan også skyldes volumendringer pga etterkomprimering. Deformasjonene ved eltpasseringer er små, men akkumulerte plastiske deformasjoner kan bli betydelige og medfører av for "pakking" av sporet.



10 *Ujevnt spor pga plastiske deformasjoner i bære-/forsterkingslag. Funksjonsprinsipp for armering.*

eringen vil påføre konstruksjonen en initiell trykkspenning. Trykkspenningen må opptre i det ådet som er influert av spenningene og deformasjonene fra belastningen.

eringens evne til å mobilisere skjærspenninger mot omkringliggende materiale og opprettholde kspenninger over tid sammen med korttids strekktyrkeegenskaper er essensielle. For å ense deformasjonene er det lite relevant å vurdere strekkstyrken ved større tøyninger enn 2 - .

11 *Ujevnt spor pga plastiske deformasjoner i bære-/forsterkingslag. Forslag til løsning.*

Armering med nettstruktur er sannsynligvis best egnet for å oppnå samvirke med de granulære materialene. Forholdsvis stor lastflate tilsier at armering på større dybde også kan være aktuelt. Tettvevd dukarmering med "oppbrett" kan derfor være et mulig alternativ.

Deformasjoner pga skjevsetning ved breddeutvidelse:

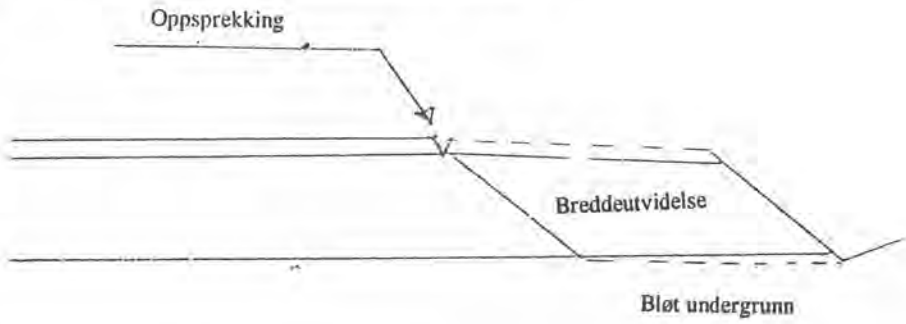


Fig 12 *Setninger ved breddeutvidelse. Problemstilling.*

Belastning fra overbygnigen vil medføre setninger av undergrunnen. Skjevsetninger resulterer i ujevnheter i vegbanen. Typisk eksempel er breddeutvidelse av eksisterende veg på bløt og kompressibel undergrunn. Synlige resultater er ofte langsgående sprekker i dekket ved tidligere vegkant og nedsynking av utenforliggende vegbane. Spesielt ved utbygging på myr kan setningene og skadene bli meget store.

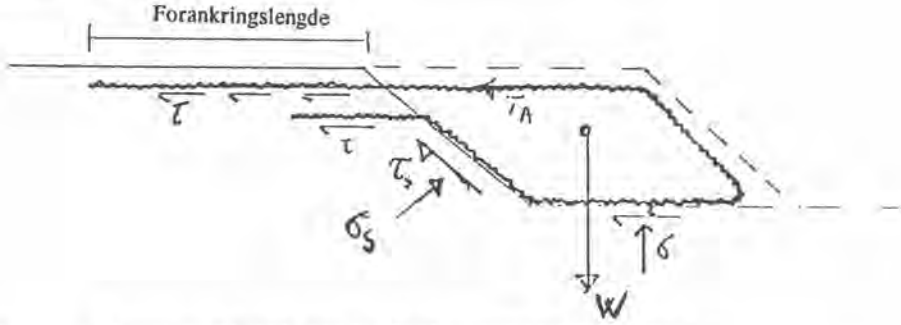


Fig 13 *Setninger ved breddeutvidelse. Funksjonsprinsipp for armering.*

Breddeutvidelser omfatter store jordvolumer og totallaster. Kreftene som må mobiliseres i armeringen for å redusere belastningen på undergrunnen er derfor forholdsvis store. Armeringen skal oppta kreftene som strekkspenning og overføre dem via skjærspenninger til eksisterende konstruksjon.

Strekkspenningen i armeringen vil være permanent og sette krav til langtids strekkstyrke av armeringen. Pga krav til maksimale deformasjoner vil langtids strekkstyrke ved tøyning på maksimalt 5 - 8 % være relevant. Armeringens ruhetsegenskaper har betydning for nødvendig forankring inn i eksisterende kosntruksjon. Lengden vil imidlertid generelt variere lite.