redaksjon:
Knut R. Berg
Anders M. Heltzen
Per M. Johansen
Per Stenhamar

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK

1988

Fjellsprengningsteknikk – Bergmekanikk – Geoteknikk

1988

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1988

TAPIR FORLAG

© FORFATTERNE, 1988

Trykk: *Tapir Trykkeri*
Bind: *Sandnes Bokbinderi A/S*
Omslag: *Leif Gaustad*
Forsidebilde: *„Bergmannen" av billedhugger S. Nome. Gave til NTH i anledning 50-årsjubileet i 1960 fra Bergverkenes Landssammenslutning.*

ISBN 82-519-0897-3

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
24. november 1988
Arrangør: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

BERGMEKANIKKDAGEN
25. november 1988
Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe

GEOTEKNIKKDAGEN
25. november 1988
Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening

Hovedarrangør:
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

FORORD

Årets arrangement er det 26. i rekken. Som ved tidligere høst-arrangement er emnene hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet i Norsk Forening for Fjellsprengnings-teknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Boken inneholder referat fra foredrag holdt på Fjellsprengnings-konferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 24. og 25. november 1988.

Programmet for årets Fjellsprengningskonferanse er fastlagt og godkjent av styret i NFF. Programmet for Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen er satt opp og godkjent av styrene i henholdsvis NBG og NGF.

Hovedarrangøren, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, vil benytte anledningen til å takke alle medvirkende forfattere for den innsatsen som er nedlagt ved utarbeidelse av sine forelesnings-referater. Forfatterne har det hele og fulle ansvar for fore-dragenes innhold, ortografi og billedmateriale.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

Nils Borge Romslo Knut R. Berg

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

1.	Sivilingeniør Nils Borge-Romslo, formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk ÅPNING.....	4 sider
2.	Sivilingeniør Kjell O. Berge E 18 GJENNOM OSLO - "FJELLINJEN". GJENNOMFØRING. NYE TUNNELER I OSLO-OMRÅDET.....	13 sider
3.	Sivilingeniør Svein Solum FJELLINJEN - DRIFTSERFARINGER.....	22 sider
4.	Sivilingeniør Thorvald Wetlesen Sivilingeniør Håkon Bjor DATAKONTROLLERT BORING.....	16 sider
5.	Dr.ing. Bjørn Nilsen FORSKNINGS-PROSJEKT "UNDERSJØISKE TUNNELER".....	12 sider
6.	Sivilingeniør Svein Erik Bull Gruvesjef Sigbjørn Sollien UNDERJORDSBRYTING PÅ STJERNØY.....	10 sider
7.	Sivilingeniør Lars Skålnes BORING AV HORISONTALE TUNNELER MED STIGORTMASKIN.....	10 sider
8.	Sivilingeniør Nils Midtlinen SJAKTBORING PÅ STURE.....	15 sider
9.	Sivilingeniør Ejnar Pedersen "BOX HOLE DRILLING" PÅ FÆRØYENE.....	5 sider
10.	Prosjektleder Anton B. Vik Sivilingeniør Morten Knudsmoen SPRENGNINGS ARBEIDER FOR STORTINGS-GARASJEN.....	10 sider
11.	Sivilingeniør Ragnar Steen ROSENTKRANTZ TÅRN - EN KOMPLISERT ANLEGGSJOBB I OSLO SENTRUM.....	7 sider
12.	Bergingeniør Tore M. Larsen SPRENGNINGER FOR STURE 2.....	13 sider
13.	Bergingeniør Hans P. Moe SPRENGNINGER MED NONEL UNIDET.....	13 sider

14. Sivilingeniør Karstein Monsen
Cand. scient. Jan Kristiansen
Sivilingeniør Karl Kure
ANALYSE AV SALVESPRENGNING..... 12 sider

15. Sivilingeniør Erik K. Lauritzen
STATUS FOR SPRENGNING I BETONG..... 9 sider

16. Bergingeniør Arne Rafdal
SPRENGNINGSARBEIDER. HVEM GJØR HVA,
OG HVILKE KRAV BØR STILLES I DEN
GODKJENNINGSORDNINGEN FOR SKYTEBASER... 11 sider

17. Dr.ing. Tom Myran
Overingeniør Lars Håkon Seim
Dr.ing. Tom Myran
TO-VEIS VENTILASJON, DRIFTSERFARINGER.. 11 sider

18. Dr. ing. Ole A. Opsahl
UTVIKLINGEN INNEN
SPRØYTEBETONGTEKNOLOGIEN..... 6 sider

19. Overingeniør Ingerid Gjerde
Sivilingeniør Rolv Knutsen
GASSRØRLEDNINGER PÅ LAND..... 17 sider

DEL II: BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Fellessesjon

20. Overingeniør Jan Johansen
"FORURENSNING AV GRUNNEN - NORSKE
REGLER OG ANSVAR"..... 1 side

21. Dr. M. Loxham
PERSPECTIVES OF SOIL POLLUTION IN
THE NETHERLANDS..... 8 sider

22. Cand. real Amund Gaut
"PRINSIPPER FOR TRANSPORT OG
SPREDNING AV GRUNN- OG GRUNNVANNS-
FORURENSNINGER"..... 14 sider

23. Sivilingeniør Arnold Sille
"PROBLEMER OG UNDERSØKELSER VEDRØRENDE RADON-GASS"..... 12 sider

Bergmekanikk

24. Sivilingeniør Per M.Johansen
FORMANNENS 10 MINUTTER..... 1 side

25. Bergingeniør Knut Garshol
FOSSMARK KRAFTVERK, UTLEKKASJE FRA TRYKKSJAKT..... 11 sider

26. Sivilingeniør Tor Harald Hanssen
Bergingeniør Stein E. Hansen
HYDRAULISK SPLITTING..... 15 sider

27. Avd.direktør Nick Barton
Sivilingeniør Axel Makurat
BERGMEKANISKE BEREGINGER AV DEFORMASJONER OG SPREKKEÅPNINGER - UNDER DRIVING AV FJELLINJENS TUNELLER..... 24 sider

28. Bergingeniør Arild Palmstrøm
FORUNDERSØKELSER FOR TUNNELDRIFT..... 12 sider

29. Sivilingeniør Tore S. Dahlø
UNDERSJØISKE TUNNELER. INGENIØR-GEOLOGISKE PROGNOSER OG DRIFTS-ERFARINGER..... 14 sider

30. Sivilingeniør Karl Kure
BETYDNINGEN AV KONTURSPRENGNINGEN FOR STABILITET AV FJELLMASSIVET..... 13 sider

31. Seniorforsker Torbjørn Tekle
Forsker David Goodall
Sivilingeniør Halvor Kjørholt
15 ÅR MED LUFTPUTEKAMRE..... 17 sider

32. Sivilingeniør Reidar Kjølberg
LUFTPUTEKAMMER VED TORPA KRAFTVERK, DOKKAVERKENE..... 15 sider

33. Sivilingeniør G. Birgisson
Sivilingeniør Jan K. G. Rohde
STABILITETSBEREGNINGER FOR 15 NORSKE HVELVDAMMER..... 14 sider

34. Dr. ingeniør Jan Bergh-Christensen
TVERRSLAGSPROPP VED MEL KRAFTVERK..... 14 sider

Geoteknikk

35. Limonolog Trond Gulbrandsen
Sivilingeniør Audun Hauge
Geolog Tor Løken
"KARTLEGGING AV FORURENSNING PÅ HERØYA"
NORSK HYDRO, PORSGRUNN..... 12 sider

36. Cand.agric Steinar Sæland
Cand.real Trygve Dekko
Sivilingeniør Jan Erik Sørlie
"FORURENSNING I GRUNNEN - KARTLEGGING OG TILTAK BELYST MED EKSEMPLER"..... 12 sider

37. Sivilingeniør Espen Thorn
FUNDAMENTERING AV NORGES HØYESTE BYGG - OSLO PLAZA HOTEL - PÅ SLISSE-VEGGPANELER TIL BRATT FJELL..... 12 sider

38. Cand. real Odd Bryhn
KORROSIVITET I JORD - ERFARINGER OG BOTEMIDLER..... 10 sider

39. Sivilingeniør Erik Strøm
KULVERT, HENRIK IBSEN RINGEN..... 5 sider

40. Sivilingeniør Kåre Digernes
KORROSJONSPROBLEMER VED PERMANENT SPUNT..... 5 sider

Fjellsprengningsteknikk
Bergmekanikk/Geoteknikk 1988

ÅPNING AV FJELLSPRENINGSKONFERANSEN
VED FORMANNEN I NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
SIV.ING. NILS BORGE-ROMSLO

ÆREDE FORSAMLING

På vegne av styret i Norsk Forening for Fjellsprengningstekknikk (NFF) er det en glede å kunne ønske alle velkommen til den 26. Fjellsprengningskonferansen i NFF's regi.

En spesiell velkomsthilsen rettes til foreningens æresmedlemmer og til våre utenlandske deltagere.

I 1963, på den første fjellsprengningskonferanse som ble avholdt, ble det nedsatt et arbeidsutvalg med det mandat å vurdere muligheten for å danne en fjellsprengningsforening. Dette arbeidet resulterete i at NFF ble stiftet på konferansen i 1964. Følgelig kan NFF på konferansen i 1989, den 27. i rekken, feire sitt 25 års jubileum.

Til årets konferanse har vi registrert den samme store interesse og entusiasme som ved tidligere års konferanser. Dette vidner om den verdi det ligger i at anleggsfolk fra alle landsdeler og også fra utlandet setter stevne og møtes til tekniske diskusjoner og sosialt samvær.

Emnene som tas opp i år, skulle avspeile det som er aktuelt i bransjen for tiden, og vi retter en hjertelig takk til vår programkommite for godt arbeid.

På årets konferanse vil vi se nærmere på de store og kompliserte arbeider som er knyttet til gjennomføring av Fjellinjen i Oslo. Våre erfaringer med undersjøiske kommunikasjonstunneler tas opp til drøfting. Videre er utviklingen på boreutstyr og boreteknikker viktige emner ved siden av utviklingen innen tennmidler og sprengningsmetoder.

Lovgivningen som knytter seg til utførelsen av sprengnings-arbeider, og kvalifikasjonskrav som stilles fra myndighetene til utførelsen, vil bli presentert av Diretoratet for Brann og Eksplosjonsvern (DBE). I denne sammenheng er det også all grunn til å understreke dette direktorats viktige rolle ved utførelsen av de store petroleumsrelaterte anleggsarbeider som vi har utført noen av i Norge i de senere år.

Til slutt i dagens foredragsrekke vil vi få høre noe nærmere om forstudier relatert til gasstransport på land. Avhengig av den fremtidige utvikling på energisiden, kan dette bli et interessant arbeidsfelt for flere av oss om noen år.

Temaene er mange og det er all grunn til på vegne av NFF å takke våre foredragholdere som påtar seg den belastning det er å forberede slike innlegg, ofte ved siden av en fra før slitsom arbeidsdag. Fra NFF, hjertelig takk.

I det året som er gått siden forrige års konferanse, må en si at NFF's styre har vært aktivt på en rekke felter.

Vi arbeider målbevisst med å øke vår medlemsmasse, og ingen bør gå fra denne Fjellsprengningskonferansen uten å ha forvisset seg om at medlemsskapet er i orden. Det ordnes ved at en fyller ut påmeldingssiden i vår informasjonsbrosjyre som ligger til utdeling på konferansen.

Styret i NFF har sett det som sitt mål å markere foreningen også utover den årlige Fjellsprengningskonferansen. Den er veletablert og er vårt flaggskip og skal også være det i fremtiden. Men en rekke emner kan tas opp i større bredde på egne kurs, temadager eller medlemsmøter. På slike møter er også mulighetene for debatt/spørsmålsstilling langt lettere enn på Fjellsprengningskonferansen.

I 1988 har vi faktisk avholdt fire kurs. Det første i februar i Oslo hvor emnet var "Forvaltning, drift og vedlikehold av fjellanlegg". I juni ble et kurs om "Lagring av olje og gass i fjell" holdt i Bergen, den gang kombinert med ekskursjon til Norsk Hydro's anlegg på Sture. I september avviklet vi et kurs om "Kvalitetssikring. Erfaring fra anleggsdrift" i Oslo kombinert med befaring på Fjellinjen, og i oktober ble det avholdt et kurs om "Moderne tennsystem anvendt ved sprengning" på Fagernes.

Styret arbeider allerede med planer om nye kurs i 1989. Men som sagt, uten en aktiv og engasjert medlemsmasse, kommer ikke styret så veldig langt uansett ambisjonsnivå. Derfor er medlemskap i NFF og støtte til vår kjære forening, av helt avgjørende betydning.

Vår kommite for internasjonal virksomhet, ITA-kommiteen, ble presentert av siv.ing. Gunnar Aas på fjorårets konferanse. ITA-kommiteen har entusiastisk fortsatt sitt arbeide i inneværende år. Ved siden av deltagelse i arbeidsgrupper innad i ITA, hvor også presidenten for tiden er norsk, professor Einar Broch, har arbeidet med publikasjonsserien fortsatt. Publikasjon nr. 5. "Norwegian Tunnelling Today" kom ut i år og nr. 6 er også straks klar. Det arbeides videre med nye publikasjoner.

Også i år er det blitt utnevnt æresmedlemmer i NFF som en honnør for mangeårig innsats i foreningen og på våre konferanser. De nyutnevnte æresmedlemmer vil få sitt diplom og blomsterhilsen samt rett til fri deltagelse ved våre fremtidige konferanser.

Dagens møteleder er som før, evigunge bergingeniør

Anders M. Heltzen.

I det jeg erklærer den 26. Fjellsprengningskonferansen for åpnet, er det en glede å kunne overlate ansvaret for gjennomføringen av dagens konferanse til deg, Anders.

LYKKE TIL.

E18 GJENNOM OSLO - "FJELLINJEN". GJENNOMFØRING. NYE TUNNELER I OSLOOMRÅDET

E18 THROUGH OSLO - "THE OSLO TUNNEL" NEW ROAD TUNNELS IN THE OSLO AREAL

Prosjektsjef Kjell Ottar Berge, Oslo Veivesen

SAMMENDRAG

Første etappe av E18 Fjellinjen planlegges åpnet 1. februar 1990 etter å ha vært under arbeid siden mars 1987. Etappen har en lengde på 3.290 meter og en kostnad på ca. 1390 mill. løpende kroner. Arbeidet er delt i 4 større entrepriser med kontraktssum mellom 100 og 380 mill. kr.. I tillegg er det egne entrepriser for kontrollsenter, tekniske anlegg mv.. Ialt vil ca. 650 personer være involvert i utbyggingen.

Byggherre er Statens Vegvesen v/veisjefen i Oslo. Finansiering skaffes tilveie av A/S Fjellinjen, som også vil stå for drift av bompengeordningen.

De største tekniske utfordringer ved gjennomføringen av prosjektet utgjøres av krav til rystelser og dermed sprengningsopplegg, krav til vanntetthet med forinjeksjon og betongutstøping, og store åpne byggegroper. Fjelloverdekning ned til 5 - 6 meter stiller krav til spesiell fjellsikring.

Gjennomføringen av prosjektet har spesielt innen disse områder vært med på å utvikle og ta ibruk tekniske nyvinninger, for eksempel samtidig detonasjon av tennere og nøyaktigere rystelsesmålinger fordelt over tid, tomografi for første gang prøvd i tunnel under drift, utvikling av injeksjonsteknikk med nye sementmaterialer og bruk av tilsetningsstoffer, videreutvikling av forbolteteknikk, rørbolter, og sprøytebetong.

Ialt er det planlagt 10-15 nye tunneler i Osloområdet fram mot år 2000 innenfor "Oslo-pakken" på ialt 8 milliarder kr.

SUMMARY

A new road is due to be opened on 1. February 1990 representing stage one and the first part of stage four of the project E18 through Oslo - The Oslo Tunnel.

The total length of this road section is about 3290 meter, with some 1520 metres tunnelled through the bedrock and 270 m + 125 m in cut-and-cover tunnels.

The road section from Tollboden to Framnes will, when opened in 1990, have a cost about 230 million USD.

The project is beeing implemented by the Public Roads Administration/ Oslo Road Department. Responsibility for financing rests with the toll collection company A/S Fjellinjen, along with administration and operation of tollgate system.

A great technical challeng in the project consistes of limits on vibration which make delayed detonators useful. Stringent spesifications set for water sealing in all phases of construction is met by systematic pre-grouting prior to blasting, and use of watertight concrete lining in the western part of the bedrock tunnel.

E18 GJENNOM OSLO - "FJELLINJEN" - PROSJEKTET

E18 gjennom Oslo - Fjellinjen består som prosjekt av 3625 m ny E18 fra Bispelokket i øst til Framnes i vest. Det er politisk vedtatt i Oslo kommune at prosjektets 4 etapper skal være utbygd innen 1993, unntatt nedsenkning av traseen mellom Filipstad og Framnes. Kostnadsrammen for hele prosjektet er 2,5 milliard (88/89) kr.

Etappen utbygd fra Tollboden til Framnes, har et kostnadsoverslag på 1390 mill. kr., inklusiv renteutgifter mv. i byggeperioden ialt 1800 mill. kr..

Arbeidene mellom Tollboden og Framnes er delt i 4 større entrepriser med kontraktssummer mellom 100 mill. kr og 380 mill. kr.. Arbeidene med fjelltunnelen startet i mars 1987 etter Stortingsvedtak 10. februar 1987, mens parsell Filipstad startet i august 1988 etter Stortingsvedtak 10. juni 1988. I tillegg til de større entreprisene er det egne kontrakter for kontrollsenter, tekniske anlegg osv.. Ialt vil ca. 650 personer være involvert i utbyggingen.

FJELLENTREPRISEN

Det som er mest karakteristisk for arbeidene med Oslotunnelen, er selve fjelltunnelen. Den gjør at byen bare i begrenset grad vil bli berørt av byggearbeidene.

Ialt skal det sprenges ut 345 000 faste m3, injiseres for tetting med 7 mill kg injeksjonsmiddel og støpes ut 74 000 m3 betong.

Høsten 1988 vil tunnelene komme inn under Rådhusplassen, med ventet gjennomslag våren 1989.
Deretter skal det støpes ut og etableres vegbane før teknisk utstyr kan installeres og testes slik at trafikantene kan ta anlegget i bruk i februar 1990.

GEOLOGI OG GEOTEKNIKK

Fjelltunnelen skjærer gjennom en rekke forskjellige bergarts-formasjoner som er typiske for Oslo-feltet.

Fra påhugg i vest og frem mot dyprenna under Rådhusplassen ligger tunnelen i vekslende leirskifer og kalkstein. Under Rådhusplassen ved Rosenkrantzgata krysser tunnelen fortsettelsen av den store Bunnefjordforkastningen.

Videre østover under Akershus festning går tunnelen gjennom gneis/amfibolitt og rombeporfyr for å ende i et parti med mænaitt og enkelte mindre soner med alunskifer under Festningsplassen i øst.

I hele traseen gjennomskjæres berggrunnen av gangbergarter som syenitt og diabas.

Løsmassene i de store byggegropene i hver ende av tunnelen består av 3 - 5 m fyllmasse over middels fast, lite sensitiv leire. Ved fjell er det vannførende lag. Løsmassemektigheten varierer fra 3 - 22 m.

PRINSIPPLØSNINGER

Fjelltunnelene sprenges ut på konvensjonell måte med boring og sprengning.

Fullprofilboring og bruk av delsnittmaskiner er vurdert, men funnet lite økonomisk konkurransedyktig pga. bergartssammensetning, injeksjon og stort tunneltverrsnitt.

Det støpes solid betonghvelv i hele tunnelens lengde. For trafikantene vil derfor fjelltunnelen se lik ut både i øst og i vest, men betonghvelvene har prinsipielt forskjellig funksjon.

I vest er betongutforingen den permanente vanntettingen og er derfor utstøpt også i sålen. Utstøping foretas senest 8 uker eller 100 meter bak utsprengning. Midlertidig vanntetting utføres ved injeksjon.

I øst utføres betonghvelv som drenert sikringsstøp. Injeksjon utgjør den permanente vanntetting.

Den bergmekaniske stabilitet ivaretas ved sikring med bolter og sprøytebetong. Minste fjelloverdekning er 4 - 6 m.

Betonghvelvenes innvendige geometri er konstant gjennom hele tunnelen, bortsett fra utvidelser for havarinisjer og av- og påkjøringsfelt.

INJEKSJON

Med de strenge krav til tetthet som er satt til alle faser av anlegget, foretas systematisk fjellinjeksjon før utsprengning.

Forinjeksjonen utføres gjennom 20 m lange hull boret i vifteform foran tunnelstuff. Avstanden mellom skjermene er 12 m i vest og 8 m i øst. Dette gir minimum 8 m overlapp for hver skjerm.

Forskjellen i skjermavstand henger sammen med at injeksjonen i

øst skal være permanent tetting, mens den i vest er midlertidig inntil vanntett betongutforing er støpt.

For å hindre langsgående lekkasjer bak betongutforinger, etableres tversgående injeksjonsskjermer for hver 50-100 m. I tillegg vil det bli utført kontaktinjeksjon mellom betonghvelv og fjell.

I god tid før Oslotunnelen åpnes, vil det bli foretatt ettertetting ved injeksjon av støpeskjøter og eventuelle svinnriss.

OSLOMETODEN

De metodiske tiltak som er iverksatt for på en systematisk måte å skape en tett vegtunnel, er blitt kalt "Oslometoden".

1. Sonderboring enkelte injeksjonshull.
2. Forinjisering, sement og kjemisk.
3. Boring og sprengning.
4. Fjellsikring ved bolter og fiberarmert sprøytebetong på stuff.
5. Tetting av bunnplate med bentonitt-leirepaneler.
6. Uarmert vanntett støp.
7. Ettertetting av støpeskjøter og riss ved injeksjon.
8. God kvalitetssikring

ELEMENTANALYSE

Den endelige geometriske utformingen av den vanntette betongutforingen er kontrollert ved elementanalyser ved bruk av dataprogrammer.

Eksempelvis er opptredende materialspenninger og deformasjoner analysert ved flere dimensjonerende lasttilfeller, blant annet 45 m vanntrykk og en enkeltlast på 50 tonn.

VANNTETT BETONG

Betonghvelvet utføres som kontaktstøp mot råsprengt fjell eller mot fjell påført sprøytebetong.

Sålestøp skjer mot grovrensket og avrettet tunnelsåle. Før sålestøpen, på avrettet tunnelsåle, legges 1-2 lag med plater fylt med Bentonitt-leire. Disse sveller ved kontakt med vann, og vil tette eventuelle riss som måtte oppstå i sålestøpen.

Betongen har fasthetsklasse C40. Det brukes 350 kg sement og 20 kg silika pr, m3 betong. V/c-forholdet er 0,45 og permabilitetskoeffisient maksimalt 1.10^{-12} m/s. Betongen tilfredsstiller krav til meget aggresivt miljø.

Både hvelv og sålestøp er gitt en geometri som gjør at de opptrer som trykkbuer. De utføres med konstante radier, men med tykkelser som avhenger av vanntrykket.

Innvendig radius er 4,5 m i vegger, 8,0 m i tunnelheng og 15,0

m eller 12,0 m i såle. Tykkelsen i heng og vegger varierer fra 0,30 - 0,60 m, og i sålen fra 0,55 - 0,70 m. Ved havarilommer opptil 0,65 m i heng og 0,90 m i såle.

En geometri som gir trykkbuevirkning rundt hele tverrsnittet tillater at den vanntette betongutforingen i Oslotunnelen utføres uarmert.

Dette gir optimal utnyttelse av betong som byggemateriale, og er en vesentlig del av prinsippet ved "Oslometoden".

RYSTELSER

Sprengningstverrsnittet varierer mellom 88 m2 og 153 m2. Vanlige salvestørrelser kan tilsvarende være opptil 350 - 600 m3. Rystelsene skal likevel være så små at bygninger ikke skades. Entreprenøren skal sprenge slik at rystelsesutsving er mindre 80 um (0,08 mm) og svingehastighet mindre 40 mm/sek. I enkelte tilfeller er grensene halvert, og i spesielle tilfeller også enda lavere. Vanligvis antas at bygninger ikke får skader før ved ca. 200 um.

TEKNOLOGISK UTVIKLING VED GJENNOMFØRING AV PROSJEKTET

Gjennomføringen av prosjektet har innen en rekke områder vært med på å utvikle eller ta ibruk tekniske nyvinninger.

De krav som stilles til rystelser førte til at entreprenøren leverte et alternativt anbud basert på utnyttelsen av ikke-samtidighet ved detonasjon av tennere med samme tennernummer. Byggherren aksepterte alternativet, og sprengningsarbeidet har for denne del ført til bruk av langt større salver enn ellers mulig.

Byggherren har ansvaret for å utføre rystelsesmålinger på anlegget. Disse utføres med en oppdeling over tid som gjør det mulig å avlese rystelsesutslaget for hvert tennertidspunkt. For visse områder var rystelseskrav satt så lavt at de var vanskelig oppfyllbare i praksis, og lavere enn det viste seg nødvendig av hensyn til bygningene.

For første gang er tomografi eller mellomhullsseismikk benyttet i tunnel under drift. Metoden er under utvikling av NGI og synes å kunne gi et raskt svar på bergforholdene foran stuff. Samtidig er refleksjonsseismikk også forsøkt i tunnel under drift.

Kryssing av dyprenne ved Rådhuset var opprinnelig planlagt utført med frysing. Erfaringer fra driften av anlegget kombinert med ekstra forsøk og undersøkelser fra stuff, førte til en drivemetode basert på fleksibilitet og utstrakt bruk av injeksjon, bolting og sprøytebetong som sikring.

I de løse bergarter som har vært på vestsiden, har det i stor utstrekning vært benyttet forbolter. Opprinnelig ble det benyttet en vinkel på 15 grader. Denne er senere økt til 30

grader, og ser ut til å gi best effekt i området 25-30 grader.

Rørbolter benyttet er blitt utstyrt med kran og hylse etter en utvikling hos bolteleverandøren.

Q-metoden har vært brukt på anlegget, ikke så mye for å bestemme sikringsarbeidene, men mer for å verifisere at sikringen ligger på et sannsynlig riktig nivå.

Sprøytebetong har vært utført med opptil 115 kg Dramix pr m3. Det ser ut til at ca 90 kg pr m3 kan gi den gunstigste utførelse.

Forinjeksjonen har i større grad enn planlagt vært utført med mikrosementer i forhold til kjemisk injeksjon. Betongteknologi anvendt på injeksjon har ført til bedre flytegenskaper i materialene ved bruk av superplastifiserende stoffer. Både visuelle observasjoner under injeksjon og forsøk i laboratorium bekrefter at bruk av polyurethaner i sement ved forinjeksjon har en positiv virkning ved vanninnganger.

Målet med tettingstiltak som vanntett betongutforing i vest og tetting ved forinjeksjon i øst, er å oppnå vanninnlekkasjer mindre enn 1,5 - 3,5 liter pr minutt pr 100 meter tunnelløp, avhengig av sted i tunneltraseen. Disse mål er nådd for de områder hvor forinjeksjon er benyttet. Rissinjeksjon av betongutstøpt del pågår.

Det var i kontrakt forutsattt at det ville bli en viss rissmengde i den uarmerte betongkonstruksjonen. Så langt i byggeprosessen viser det seg at rissmengden ikke er større enn forutsatt.

NYE TUNNELER I OSLOOMRÅDET

Ved planleggingen av veier i tettbygd område er tunneler blitt en løsning med stadig større anvendelse.

I de planer som idag er lagt for utbygging av hovedvegnettet i Oslo og Akershus fram mot år 2000 inngår ialt ca. 15 tunneler med samlet tunnellengde 16800 meter.
Av dette er betongtunneler med lengder på opptil 500 meter, ialt 2430 meter.

De totale kostnader for disse 15 anleggene er beregnet til mer enn 4 milliard 88-kr.

Etterfølgende tabell og skisser gir en nærmere fordeling av data på de enkelte prosjekter. Det må understrekes at de fleste av prosjektene ikke har fått den reguleringsmessige og bevilgningsmessige godkjenning. Det kan derfor senere bli endringer både i omfang og kostnad i forhold til det som er angitt her.

AKTUELLE TUNNELPROSJEKTER I OSLOOMRÅDET FRAM MOT ÅR 2000

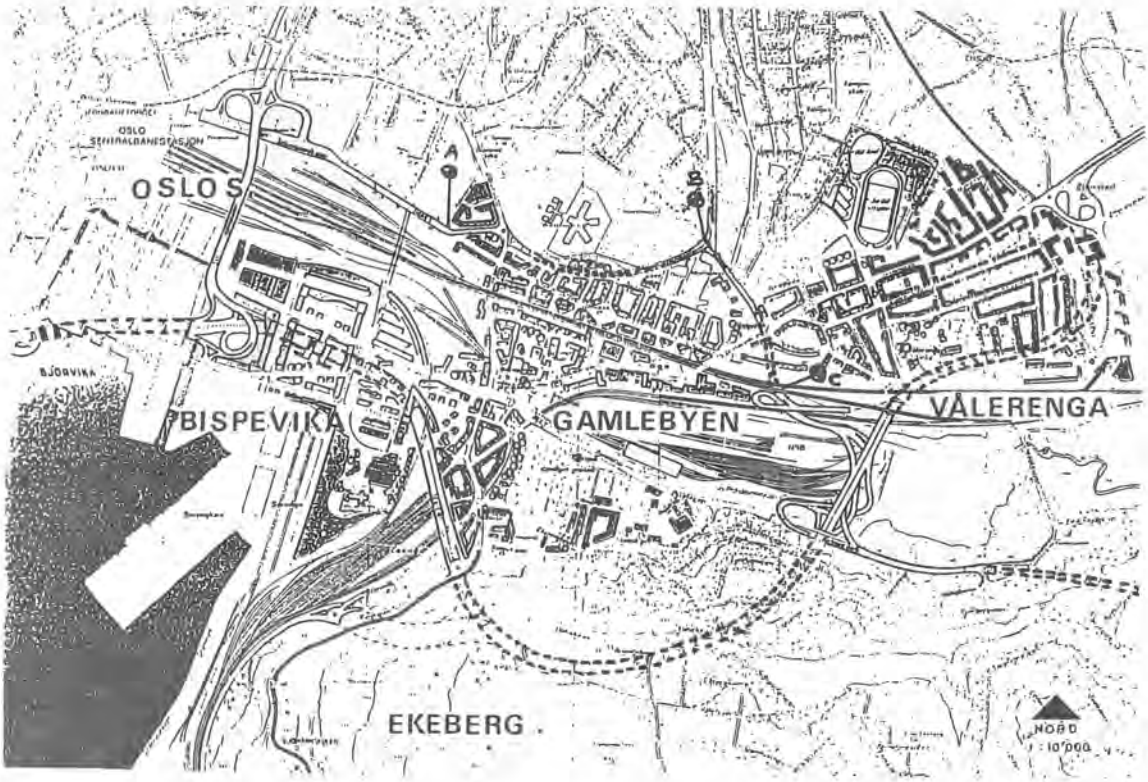
Prosjekt		Byggeår	Lengde anlegg	Kostnad mill kr	Lengde tunnel	Fjell tunnel	Betong tunnel
E6	Vålerenga-anleggene	1986-89	1500 m	420	800m	600m	200m
Rv.162	H. I-ringen Dittenkvart.	1988-89	800 m	250	240m		240m
Rv.162	H. I-ringen Dobbeldekk.	1988-91	550 m.	170	350m		350m
E 68	Kjørbo-Brynsveien	1989-90					
E 6	Ekebergt.	1990-92	1400 m	400	1100m	1100m	
E 6	Vinterbro-Vassum	1990-93	5300m	320	3700m	3700m	
Rv.160	Oml.ved Bekkestua	1990-93	1100m	100	900m	900m	
Rv.160	Sinsen-Storo	1992-94		275			140m
Rv. 4	Oslo gr. - Kjul	1990-97	8000m	400	3000m	3000m	
Rv.159	Knatten-Lørdagsrud	1992-97	5900m	400	1800m	1600m	200m
Rv.161	Galgeberg-forbindelsen	1993-94	400 m	130	150m		150m
Rv. 4	Tøyentunn.-R.Nilsenspl.	1994-97	1000 m	220	950m	450m	500m
Rv.162	Jarlegata	1994-97	500 m	100	350m		350m
E 6	Svartdals-tunnelen	1994-97	1900 m	130	1100m	1100m	
Rv.160	Granfoss-linjen	1994-97	2300 m	700	2300m	2000m	300m
Rv.162	Slottsparken tunnel	1998-01					
Rv.168	Majorstu-tunnelen	1998-01					
Rv.168	Røa-Hovseter	1998-01					
Rv.168	Tunnel forbi Makrellbekken	1998-01					
E 68	Omlegging v/Sollihøgda	1998-01					
Rv.160	Bekkestua-Granfossl.	1998-04					

Alle kostnader i 1988-nivå.

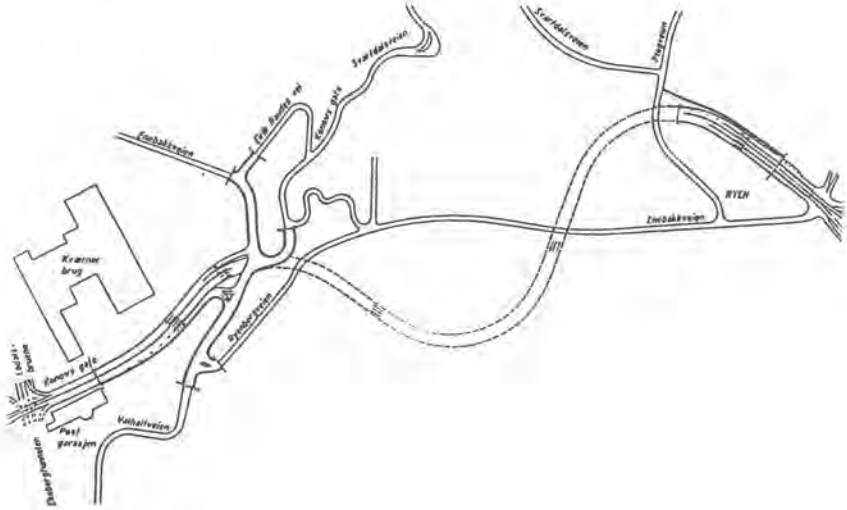
fjellspr.kob

E6 Ekebergtunnelen

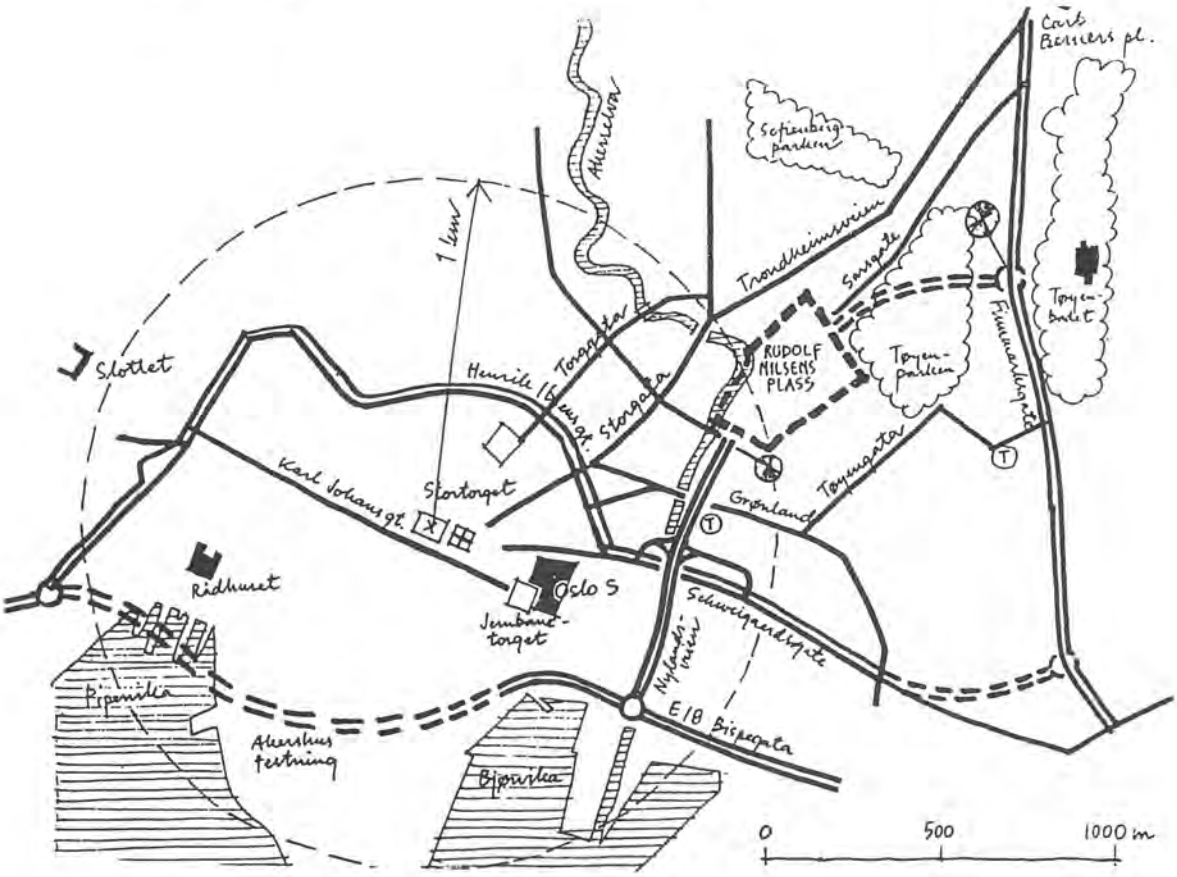
AB: Rv 162 Jarlegata
BC: Rv 161 Galgebergforbindelsen



E6 Svartdalstunnelen

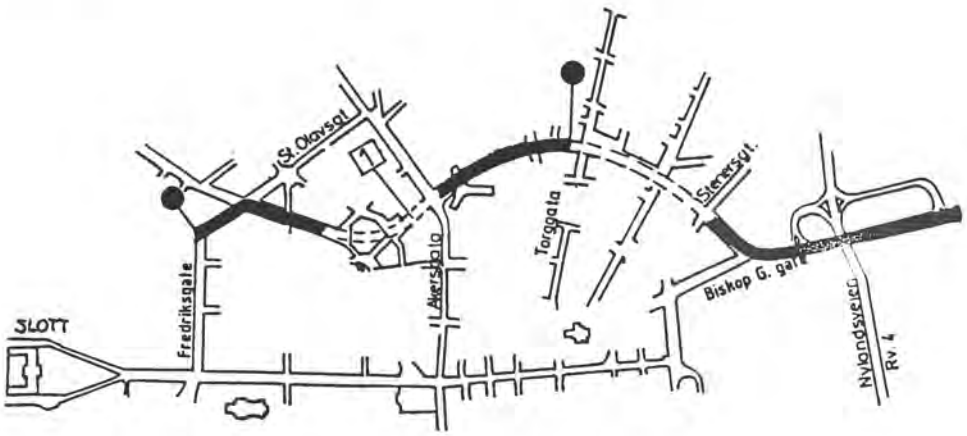


Rv.4 Toyentunnelen - R. Nilsens pl.

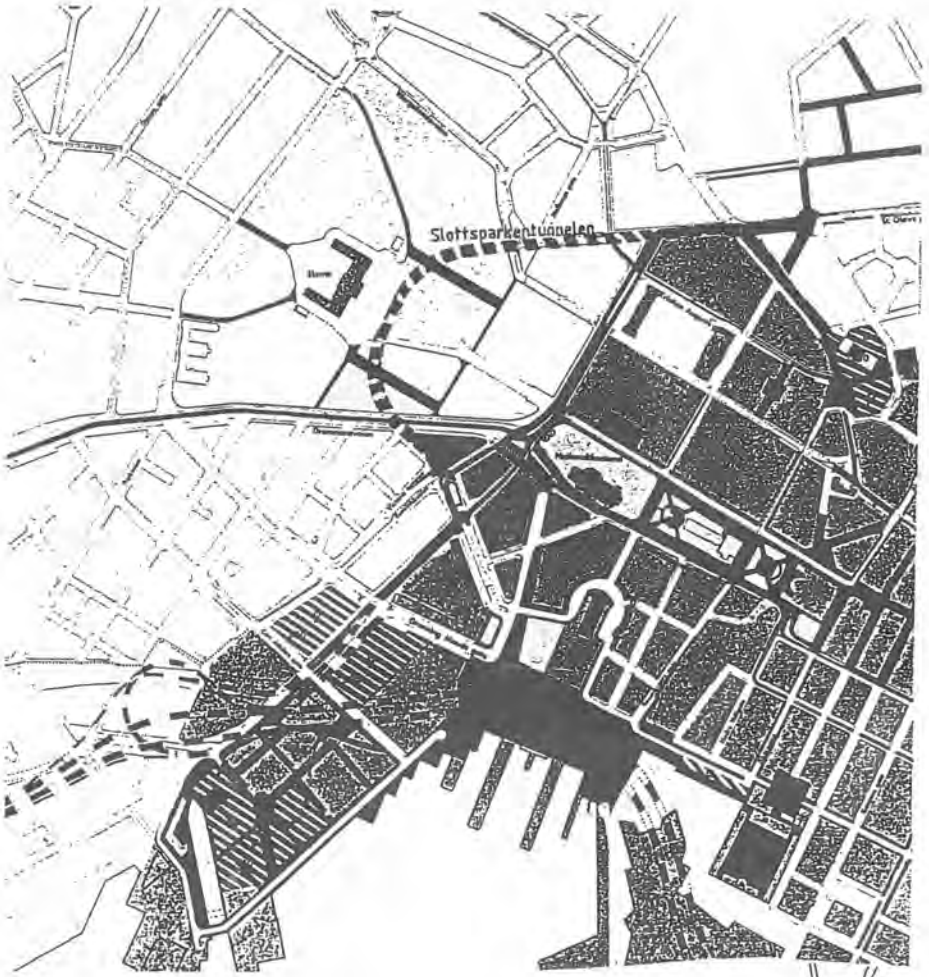


Rv 162 H. Ibsen-ringen, Dittenkvartalet

Rv 162 H. Ibsen-ringen, Dobbeldekkeren

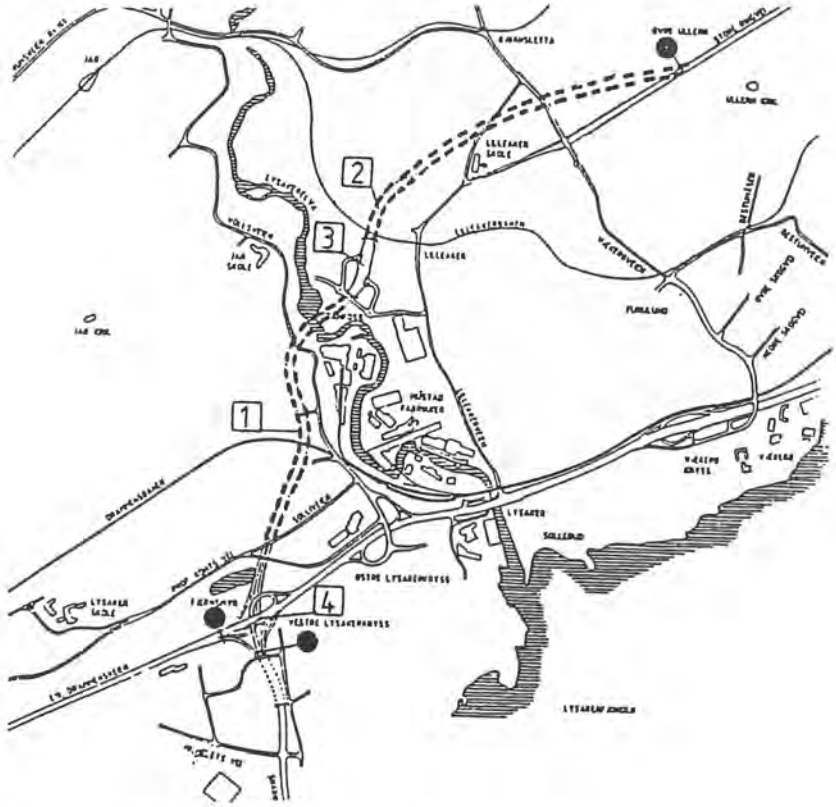


Rv 162 Slottsparken tunnel

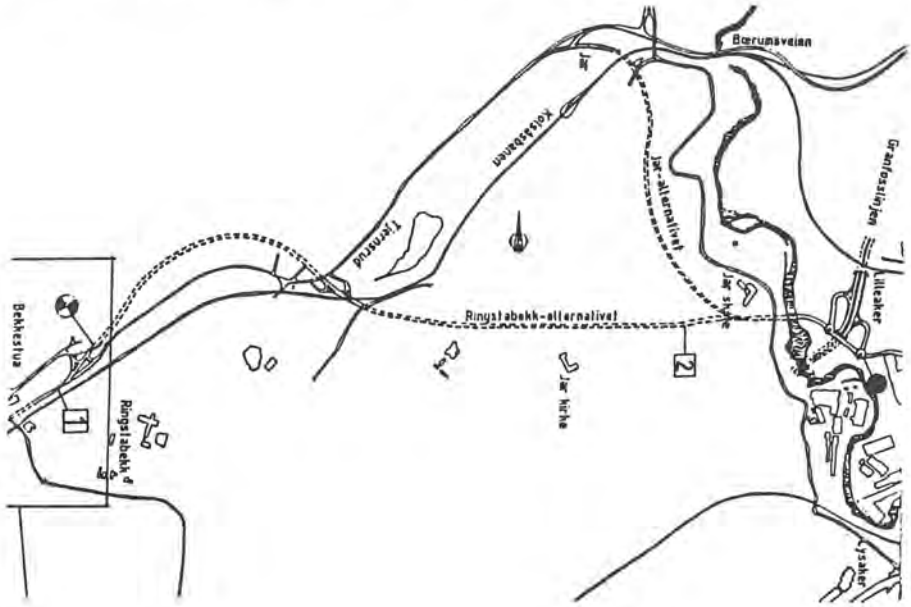


Rv 168 Majorstu-tunnelen

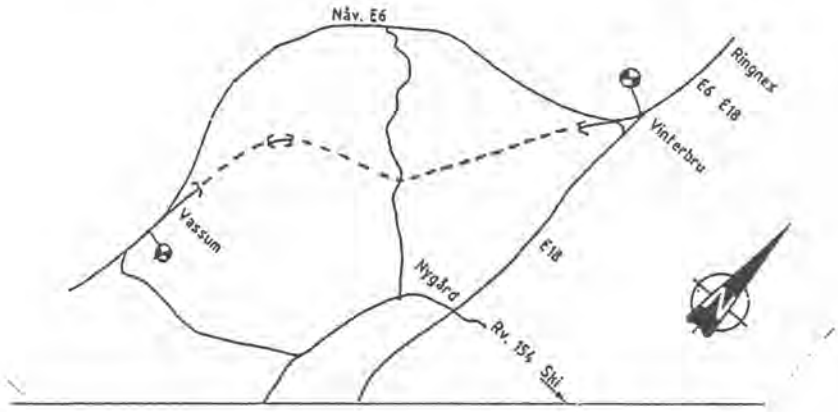
Rv 160 Granfosslinjen



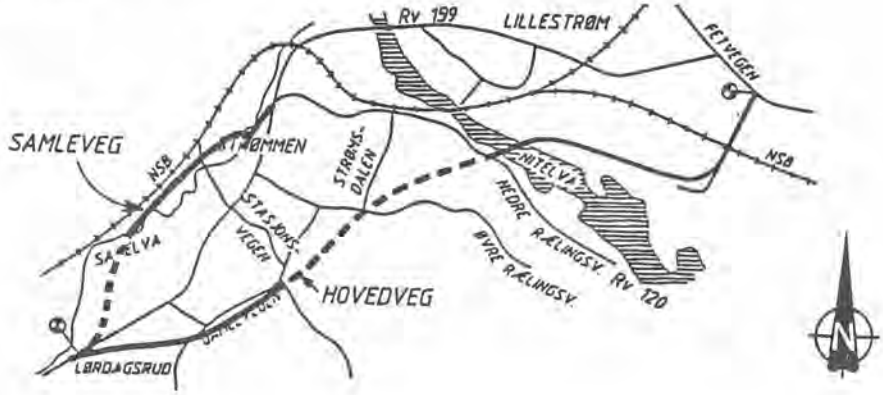
Rv 160 Bekkestua – Granfosslinjen



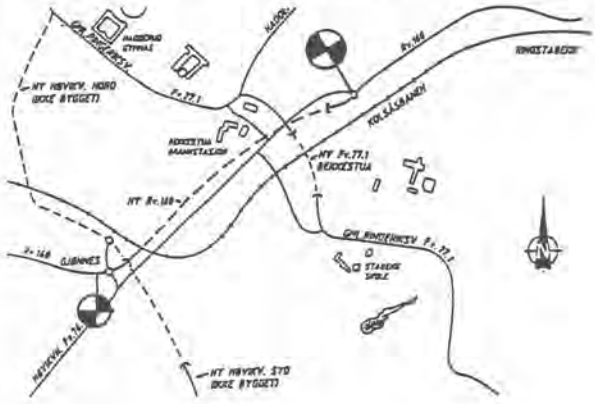
E6 Vinterbrū - Vassum 2.12



Rv 159 Knatten - Lørdagsrūd

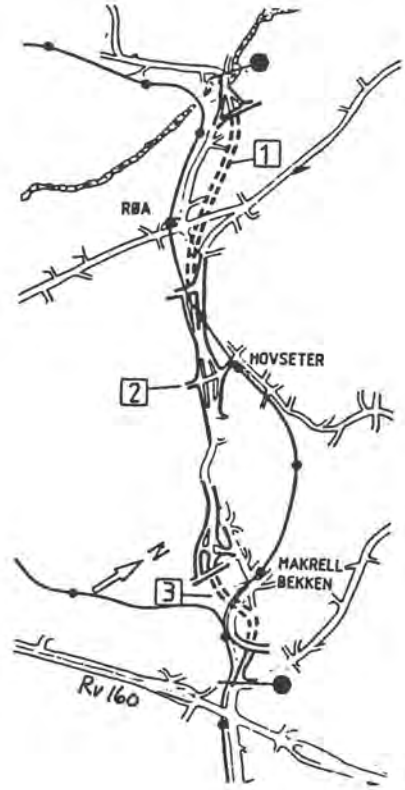


Rv 160 Omlegging ved Bekkestūa.

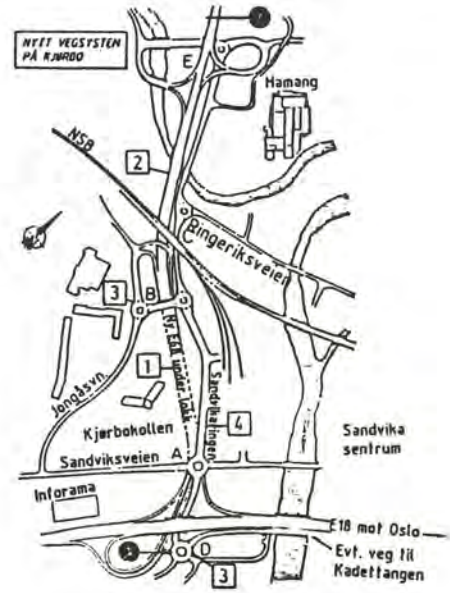


Rv 4 Oslo gr - Kjul

2.13 Rv 168 Røa - Hovseter
Rv 168 Tunnel forbi Makrellbekken



E68
Kjørbo - Brynsveien



FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1988

FJELLINJEN - DRIFTSBESKRIVELSE/ERFARINGER

PRODUCTION REPORT FROM THE NEW ROAD TUNNEL "FJELLINJEN", OSLO

Sivilingeniør Svein Solum, Aker Entreprenør A/S / AF Oslo Entreprenør A/S.

SAMMENDRAG

Byggingen av den nye E 18 i fjell under Oslo er et stort og meget komplisert tunnelbyggingsprosjekt. Fjelltunnelene består av to tunnelrør, hver 1 520 m lange med 3 - 4 kjørefelt og tverrsnitt 100 - 150 m2.

Tunnelene går 8 - 40 meter under bakken. Over hele strekningen fins bygninger, noen flere hundre år gamle. Kravene til tunnelbyggingen er store, med blant annet strenge krav til rystelser, tetting av vannlekkasjer ved injeksjon og støp av vanntett betong.

Arbeidsfellesskapet Aker Entreprenør A/S, AF Oslo Entreprenør A/S og ABV vant entreprisen på 380 mill. NOK (1987) bl.a. med et nytt sprengteknisk opplegg.

I dag er over 3/4 av sprengningen og omtrent halvparten av betongstøpen ferdig.

Når vi ser tilbake, kan vi konstatere at:

Tunnelsprengningen i nærheten av rystelsesømfindtlige bygninger har gått meget bra.

Mange ulike midler for vanntetting ved injeksjon er utprøvd og analysert for å finne frem til et både teknisk og økonomisk bra resultat.

Sprøytebetongkonsept med høyt fiberinnhold og forbolting har tatt vare på støp-på-stuff-situasjoner.

Støping av "vanntett" betong bak sprengningsfronten har hatt vanskeligheter med å følge på sprengningsfrontens fremdrift. Det har vært mange forstyrrelser mellom betong- og sprengningsarbeidene.

En ny metode, "Oslometoden", er på vei til å fullføres.

SUMMARY

Construction of the new E 18 in tunnels under Oslo is a large and very complicated road tunnel building project. The tunnels consists of 2 tunnelpipes, each 1520 meters long with 3 - 4 lanes, crossection 100 - 150 m2.

The tunnels run in rock 8 - 40 meters under the city of Oslo. On the ground above and along the entire lenght of the tunnels there are large and old buildings.

Great demands are brought into the tunnelproject regarding vibrations, sealing of waterleakages through injection and casting with "waterproof" concrete.

The consortium Aker Entreprenør A/S / AF Oslo Entreprenør A/S and ABV won the 380 mill. NOK (1987) construction contract through a new technology in blasting.

As of todays date, 75 % of the blasting is completed and almost half of the concret casting is done.

When we look back at the project, we can establish the following:

No damage to the buildings, due to vibrations, has been reported.

Several different methods of water sealing through injection have been tested and analysed in order to find the best alternativ regarding technology and economy.

Shootcrete with a high content of steelfibres in connection with forpooling has taken care of crushed rock and difficult conditions at the tunnel face.

Casting of the "waterproof" concrete behind the blasting front has had difficulties in keeping up. Many interruptions between the concrete work and the blasting have arisen.

A new method - "The Oslo Method" is on it's way to be completed.

INNHOLD

- Komplettering av info. om Fjellinjen.
- Krav til arbeidsutførelse.
- Planlegging.
- Arbeidsbeskrivelse/arbeidsutførelse.
- Oppfølging.
- Sammenfatning av driftserfaringer.

KOMPLETTERING AV INFO OM FJELLINJEN

I det foregående foredrag liksom i flere foredrag ved forrige års fjellsprengningskonferanse har det blitt gitt informasjon om prosjektet Fjellinjen.

Jeg skal derfor begrense meg til å informere om forhold som har stor innvirkning på drivingen av fjelltunnelene.

Geologi:

Geologien under sentrale Oslo fremgår av fig. nr. 1 og 2. I øst har vi et fjell som i hovedsak består av gneis/amfibolitt, maenait og rombeporfyr.

I vest har vi fjell som er dannet mye senere. Her er det bergartene kalk- og leirskifer som dominerer.

I grenseområdet mellom de to hovedbergartsformasjonene fins en stor forkastningssone - Bunnefjordsforkastningen. Fjellet i denne "dyprenna", som vi kaller den, består i hovedsak av alunskifer som i den sentrale delen er blandet med andre bergarter og jord. Fjellet i forkastningssonen har dårlig holdfasthet.

Fjelloverflaten i dyprenna ligger omkring 35 meter under havet og bestemmer hvor dypt fjelltunnelene må legges. Tunnelene går fra øst og vest i helning til et lavpunkt i dyprenna som ligger nesten midt under Rådhuset. Fjelloverdekningen er her mindre enn 10 meter.

I hele tunneltrasèen gjennomskjæres berggrunnen av gangbergarter som syenitt og diabas. I vest fins flere svakhetssoner, noen kraftig oppsprukket og brede.

Hydrogeologi:

Store deler av sentrale Oslo er grunnlagt på løsmasser, og bygninger er derfor følsomme for setninger.

Hele tunnelprosjektet ligger under grunnvannstanden, store deler med høyt grunnvannstrykk. Fig. 3.

KRAV TIL ARBEIDSUTFØRELSE

Maksimalt tillatt vannlekkasje inn i tunnelene varierer på de ulike deler. Maksverdiene ligger mellom 3 - 5 liter/minutt og 100 meter tunnel. Kravene er satt slik at grunnvannstand/poretrykk ikke skal påvirkes ukontrollbart både under byggetiden og etter at tunnelene er ferdige. Dette medfører også et krav til max. avstand mellom stuff og vanntett betongutforing på 8 uker/100 m.

Rystelser:

Fjelltunnelene går mellom 8 - 45 meter under bebyggelsen. I nærheten av tunnelen fins alt fra helt nybygde hus til hus innenfor festningsområdet, bygget på 1700-tallet. Bebyggelsens alder og følsomhet for rystelser medfører 4 ulike grenseverdier for rystelsene. Fig. 4.

Innenfor hvert nivå er både svinghastigheten målt i mm/s og utsvinget målt i my meter maksimerende hver for seg.

De fire grenseverdiene er:

v = 40 mm/s og A = 80 my
v = 20 mm/s og A = 40 my
v = 15 mm/s og A = 30 my
v = 10 mm/s og A = 20 my

For å klare de strenge rystelseskravene sendte byggherren i anbudsgrunnlaget med forskrifter med sprengningsmetoder for de mest følsomme strekningene av tunnelen.

Metodeforskriftene inneholdt salveplaner der borhullsdybden var begrenset til mellom 1,5 – 3,0 meter. I de samme planer var tunneltversnittet oppdelt i 5 til 14 delsprengninger for de ulike tunneltverrsnittene.

Byggherrens metodeforskrift skulle prissettes i anbudet, men entreprenøren valgte også å tilby egne løsninger.

PLANLEGGING

Planleggingen av sprengningen har vært spesiell i dette prosjektet, og det gjør at jeg velger å gi en separat redegjørelsefor denne.

Planleggingen har skjedd ved 3 ulike tidspunkter.

På anbudsstadiet

Ved produksjonsplanleggingen

Under utførelsen

Anbudsplanlegging:

Ettersom vi vet at sprengningskostnadene er svært avhengig av restriksjoner på rystelser og avstand til følsom bebyggelse, la vi i anbudsstadiet ned ekstra arbeid for å finne frem til en billig løsning på sprengningen. Fig.5. På et tidlig stadium vendte vi oss via vår svenske samarbeidspartner ABV til Nitro Consult AB. I samarbeid med Nitro Consult AB i Gøteborg og deres sjefskonsulent Ragnar Carlsson utarbeidet vi et eget sprengteknisk opplegg.

Våre krav til dette opplegget var:

At alle tunneltversnitt skulle sprenges med fullt areal (full face).

At foreskrevne rystelsesgrenser skulle overholdes.

At det skulle oppnås store inndrifter.

At kostnadene skulle være lavere enn for byggherrens anbudsbeskrivelse.

I det nye sprengningsopplegget som ble utarbeidet inngår et nytt tennings- og koplingssystem. Tennertypen er nonel som kobles i ulike serier. Serier forsinkes ulikt på en slik måte at det ikke oppstår samvirke mellom tennere eller rettere sagt interferens mellom ulike rystelsesbølger. Fig. 6.

Høyeste rystelsen i en salve måles fra det hullet som går tyngst og har den største ladningen. Målet må derfor være å skape bore-, lade-, tenner- og koblingsplaner hvor alle hull utnyttes maksimalt og ingen hull gir rystelser over de tillatte grensene.

I vårt nye sprengopplegg har vi kommer nært dette målet.

Produksjonsplanlegging:

Utover den "normale" produksjonsplanleggingen utførte vår sprengningstekniske konsulent en svært detaljert planlegging av tunnelsprengningen. Det ble lagt planer for:

- Boring
- Lading
- Tenning
- Kobling
- Utsetting

Planene ble presentert på et tidlig stadium for produksjonsledelse, arbeidsledelse, baser og øvrige berørte funksjonærer. Etter dette ble planene komplettert og revidert.

Planlegging av utførelsen:

Det nye sprengningstekniske opplegget berørte alle som på et eller annet vis arbeidet med sprengningen. Alles arbeide måtte styres i detalj for at sluttmålet skulle nås.

Vi besluttet derfor at alle skulle få en grundig informasjon og opplæring om bakgrunnen for opplegget, om rystelser og om hvordan det nye opplegget fungerte og om hvordan vi i detalj skulle utføre det. Denne opplæringen ble gitt for hver drivingsfront som ble startet opp. Når så tunneldrivingen startet, deltok vår konsulent i arbeidet på stuffen. Alle våre lag, totalt 12, hvert på 5 mann, hadde da i flere måneder konsulenten som stadig følgesvenn ved boring, lading og sprengning. Informasjon, opplæring og instruksjon ble fulgt opp kontinuerlig. Takket være den valgte planleggings- og informasjonsmodellen ble alle, uten unntak, svært interessert i og positive til det nye sprengtekniske opplegget, noe som har ført til et velykket resultat.

ARBEIDSUTFØRELSE/BESKRIVELSE.

Tunnelene drives fra begge ender ned mot dyprenna under Rådhusplassen. Det er opprettet en anleggsplass i vest ved Aker Brygge hvor adkomsten til tunnelen skjer gjennom et tverrslag. I øst er det opprettet en anleggsplass ved Havnelageret med adkomst til hovedtunnelene gjennom en avkjøringsrampe.

Anlegg øst og vest er begge utrustet med maskiner, mannskap og servicefunksjoner til selvstendig drift. P.g.a. den korte byggetiden drives tunnelene etter en skiftordning 2 + 1. (2 uker på, 1 uke fri)

De viktigste arbeidsprossesene er:

Forinjeksjon, boring, sprengning, lasting, transport, rensk, sikring, etterinjeksjon, støping, fugeinjeksjon, kontaktinjeksjon, skjerminjeksjon og rissinjeksjon. I tillegg kommer veibaneoppbygging og arbeider i forbindelse med diverse tekniske instalasjoner.

Forinjeksjon:

Hoveddelen av all injeksjon på anlegget utføres som forinjeksjon. I vest med "vanntett" betongutstøping utføres den som midlertidig, og i øst med "drenert" betongutstøping utføres den som permanent tetting. Forskjellen ligger i valg av injeksjonsstoffer, boring av antall hull i stuffen, avstand mellom injeksjonsskjermer samt grad av ettertetting. Forinjeksjonen utføres gjennom 20m lange hull boret i vifte. Hullantallet varierer mellom 40 - 60 stk. pr. skjerm for 90m2 tunnel. D.v.s. hullavstand i gjennomsnitt på 0,75 - 1,25m. Fig. 7. Injeksjonstrykket varierer, men for sementinjeksjonen ligger sluttrykket på fra 20 - 40 bar, m.a.o. arbeidstrykk rundt 30 bar. For kjemisk injeksjon er trykket 15 - 20 bar.

Med forinjeksjon utført som permanent tetting stilles det krav til et langtidsstabilt injeksjonsmateriale og for vårt vedkommende vil det si ordinær sement, mikrosement og akrylamid. Avstanden mellom injeksjonsskjermene er 8m. Hos oss har vi injisert ordinær sement med ca. 3 - 3 500 blaine og opp til mikrosement med 16 500 blaine. Disse superfine sementtypene, vil p.g.a. sin finhet kreve mer vann og herde raskere. Vi har derfor benyttet tilsats av Rescon HP og Rescon P, både som retarder og "smøremiddel". Selv den fineste sement vil ikke nå inn i fjellets mikrostruktur. Derfor benyttes kjemisk injeksjonsmiddel mot restlekkasjer. Kravene til kjemisk injeksjonsmiddel er flyteevne, viskositet, stabilitet, fasthet og geltid. Det siste bør være regulerbart.

De restlekkasjene som senere måtte oppstå skal da gå inn i det drenerte sikringstøpopplegget.

Forinjeksjon utført som midlertidig tetting setter kun temporære krav til injeksjonsopplegget, idet man senere skal støpe "vanntett" betong i hele tverrsnittet. Kravene til stabilitet, fasthet o.s.v. kan reduseres. I praksis vil dette si billigere materialer. Hos oss benyttes vesentlig sementbaserte midler. Man har redusert på kravet til restlekkasje, m.a.o. ingen kjemisk injeksjon, kun ved etterinjeksjon. Avstanden mellom injeksjonsskjermene er 12m.

For behandling av lekkasjer igjennom stuff kan det være vanskelig med trykkoppbygging. Her benyttes en egen resept basert på sement og polyuretan. Denne har gitt oss såpass gode resultat at den også blir benyttet i "dyprenna".

Boring:

Boring av både sprenghull 45mm og injeksjonshull 63mm utføres med 3-boms elhydrauliske tunnelboraggregat av typen Atlas Copco Boomer H 178 med bormaskiner Cop 1440 og 16 fots matere. For boring med skjøtestål er aggregatene utrustet med magasin for halvautomatisk stangbytte. Salvedybden har variert avhengig av rystelseskravet mellom 1 - 4.3m

Lading:

De samvirkende ladningsmengdene som brukes i ulike salver har variert mellom 0,3 - 5 kg. For salver med sterk reduksjon av samvirkende ladning er det brukt dynamitt som bunnlading og ulike typer av rør til pipeladning. I den friere sprengningen har dynamitt, glynitt og anolitt blitt brukt.

Tenning, kobling og sprengning:

All tenning har skjedd med nonel. For kobling og forsinking er det brukt en kombinasjon av noneltennere, detonerende lunte, bunntopptennere og lunteforsinkere. Til initiering av salven er det blitt brukt elektrisk tenner.

Lasting og uttransport:

Lasting og transport utføres med hjullastere CAT 980 og lastebiler.

Rensking:

Rensking utføres for det meste maskinelt med en Liebherr 922 med hydraulisk slaghammer på teleskopbom.

Sikring:

Sikring av fjell utføres med gyste bolter og med fiberarmert sprøytebetong. Det benyttes en resept med 90 kg stålfiber pr. m3 betong på steder med dårlig fjell for å ta vare på støp-på-stuff-situasjoner.

Etterinjeksjon:

Dette er en metode som kommer til anvendelse der restlekkasjene er for store til å aksepteres. Alt avhengig av geologi, struktur o.s.v. taes materialvalget etter stedlige forhold. De mest vanlige områder for etterinjeksjon er rundt knusningssoner, bergartsoverganger samt punktering av forinjeksjonsskjerm ved bolting. På Fjellinjen har vi oppnådd de beste resultatene ved bruk av kjemiske midler, samt en blanding av mikrosement og polyuretan. For å ta absolutt alle restlekkasjer vil kostnadene øke så mye at grenseoppgang mot alternative metoder må trekkes.

Fugeinjeksjon:

Mellom hver støp på 6m blir det en fuge som må tettes. Det blir montert et ekspanderende fugemateriale og injeksjonsslange i alle fuger. Fugeslangen injiseres med polyuretan. Det er her viktig å velge et materiale som ikke danner et åpent cellemønster. Materialet bør danne en gel og være 100% organisk basert, ha elastisitet og styrke. Man kan tro at ekspanderende fugemateriale vil være tilstrekkelig, men disse vil ikke kunne ta lekkasjer igjennom "steinreir" o.l. Derfor benyttes fugeslange. Fig. 8.

Kontaktinjeksjon:

På Fjellinjen er det kontaktinjeksjon kun i skjermsonene. Det har vært diskusjoner om kontaktinjeksjon forøvrig, men byggherren har valgt å kutte den ut inntil videre.

Skjerminjeksjon:

For alle tunneler som går på synk eller stigning vil det være fare for en horisontal vanntransport, enten mellom fjell/betong, i fjellet eller mellom sprøytebetong/fjell. For å begrense denne, samt avgrense lekkasjeområder, injiseres barrierer i form av vertikale skjermer for hver 50m av tunnelene. Lengden av skjermene kan diskuteres, men man har basert seg på en lengde på 3 - 4m i fjell rundt hele tunneltversnittet. På 90m2 tverrsnitt er det fordelt 17 hull, boret med 51mm krone. Hullene injiseres med langtidsstabile kjemiske injeksjonsmidler. Fig. 9.

Rissinjeksjon:

Etter utstøping vil riss i betongen kreve behandling. Konstruksjonen er uarmert og regnes å ha "risset ferdig" etter 3 mnd. På Fjellinjen er det ca. 7 - 8 riss pr. seksjon.

Alle synlige riss behandles, både våte og tørre.

Selve injeksjonen skjer igjennom små pakkere som plasseres langs risset og polyuretan pumpes med forholdsvis høyt trykk inn i risset.

Det finnes selvsagt også andre måter å behandle riss på, coating etc., men på Fjellinjen er konvensjonell risstetting beskrevet og utføres.

Oppfølging:

Et omfattende oppfølgingsarbeide utføres av såvel byggherren som av oss som entreprenør. Byggherrens oppfølging består bl.a. i kontroll av grunnvannstand, rystelser, setningsmålinger og besiktelse av bygninger.

Vi som entreprenør utfører en teknisk oppfølging på stort sett alle arbeider. Oppfølgingen er dels en dokumentasjon av utført arbeid, men utgjør også grunnlag for styring av produksjonen. Et eksempel der oppfølgingene benyttes for styring av produksjonen er når byggherrens rystelses-målinger og vår egen oppfølging av boring, lading, sprengning settes sammen og danner et grunnlag for revidering og utvikling av sprengningsplaner og sprengningsopplegg.

SAMMENFATNING AV DRIFTSERFARINGER

Ved forsøk på å sammenfatte våre erfaringer fra driften kan vi først konstatere at omkring 3/4 av tunnelsprengningen er utført. Tunneldrivingen i nærheten av rystelsesømfindtlige bygninger er utført.

Hva har vi da hatt mest bekymringer med ?

- Støpingen av den vanntette betongen som skal følge maks. 100m bak sprengningsfronten har hatt vanskeligheter med å følge med i sprengningens fremdrift. Vi har konstatert at det er vanskelig å arbeide rasjonelt med støpearbeidene når sprengningsarbeidene skal utføres i umiddelbar nærhet og når transporter skjer gjennom støpeformene.

- 2 + 1 skifts drift etter Nordsjøordning er betenkelig både kommunikasjons- og kostnadsmessig. 1/3 av timelønte og arbeidsledere er p.g.a. skiftordningen stadig borte fra anlegget og informasjonen blir dermed tregere.

Hva har gått bra ?

- Hele det nye sprengtekniske opplegget har gått meget bra. De som arbeider med sprengning har akseptert den for dem helt nye metoden der hard detaljstyring har vært absolutt nødvendig.

- Ulike forinjeksjonsmetoder og injeksjonsmidler er blitt prøvd før å finne frem til en både billig og bra metode for effektiv tetting som samtidig ikke stopper stuffen altfor lenge.

- Det er benyttet et nytt sprøytebetongkonsept med høyt fiberinnhold som har tatt vare på støp-på-stuff-situasjoner.

Fig.1 Geologisk oversikt, snitt

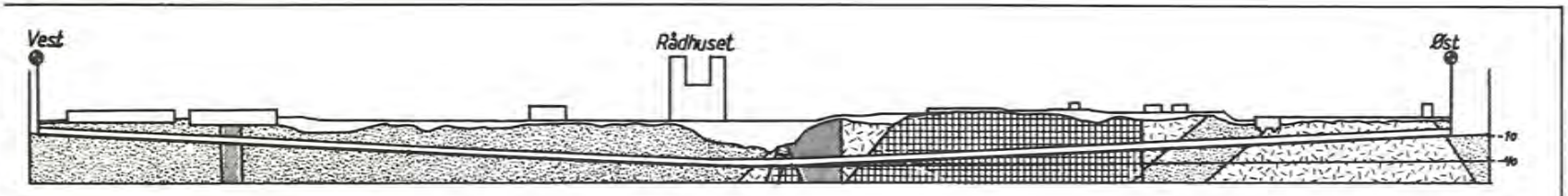


Fig.2 Geologisk oversikt, projeksjon

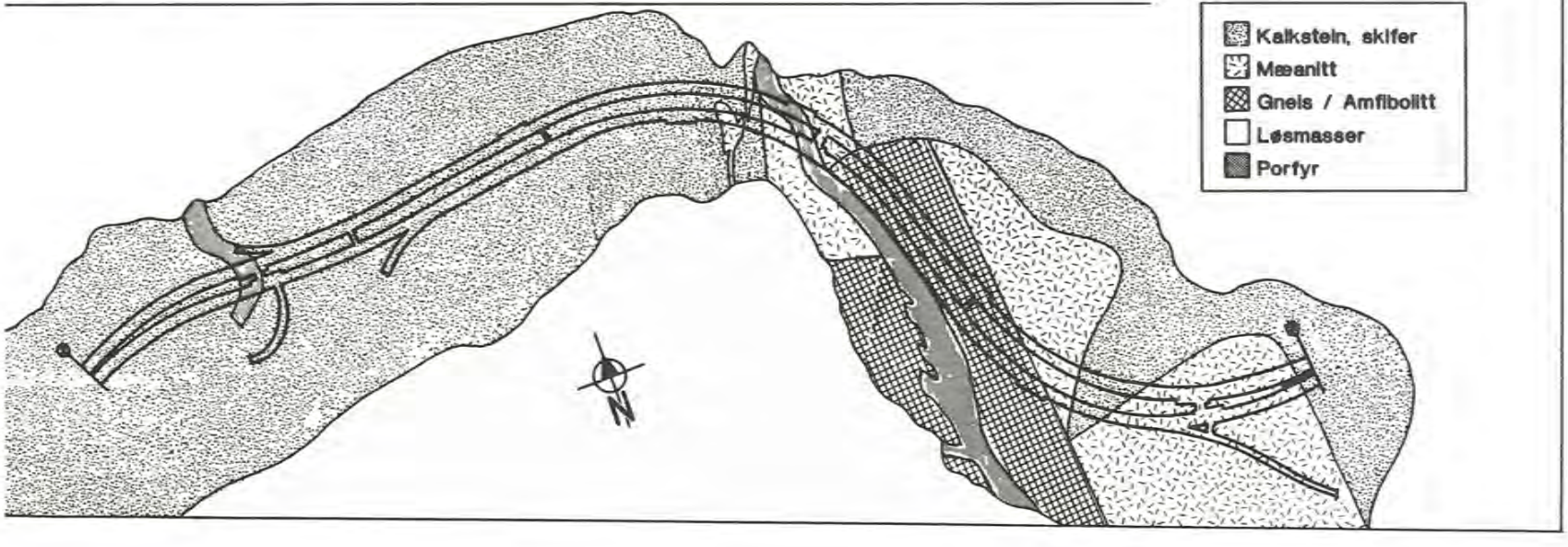
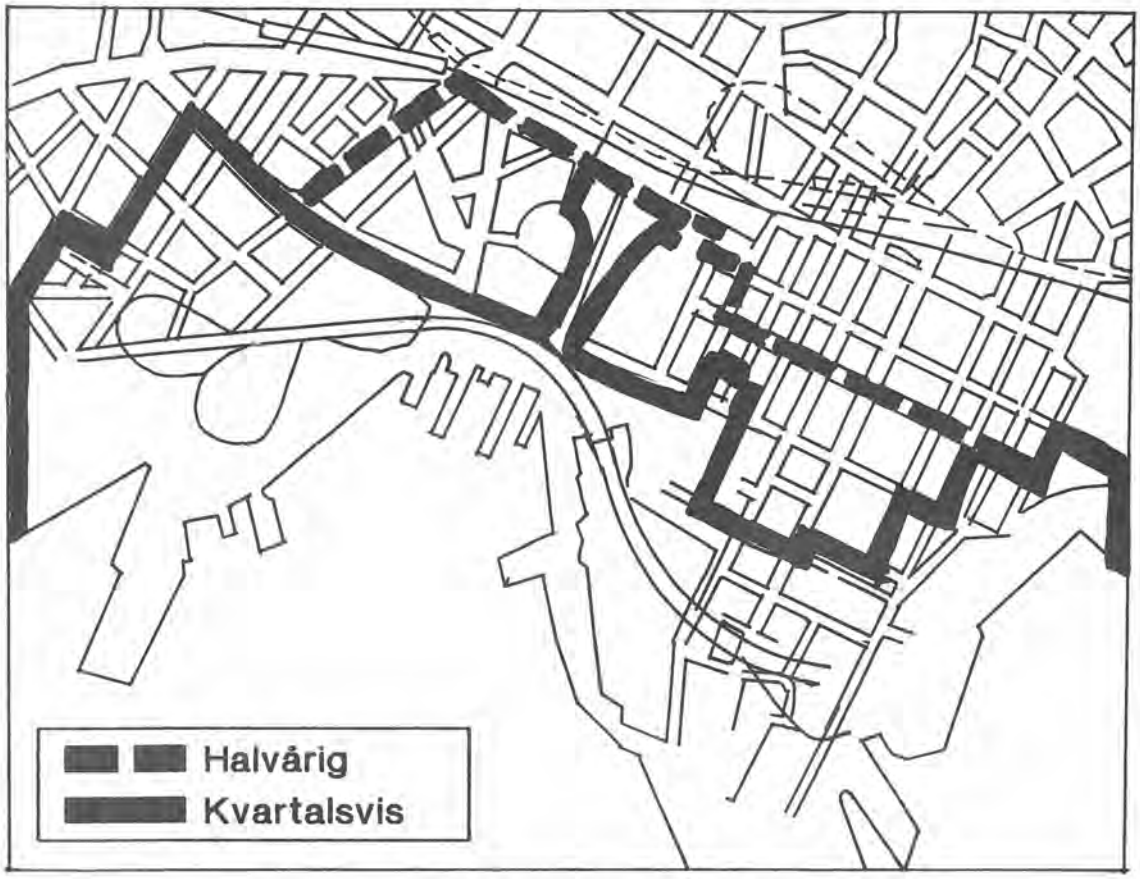


Fig. 3 Influensområde for grunnvannstand



Setningsmålinger

Fig. 4 Fjellkotekart med rystelseskrav

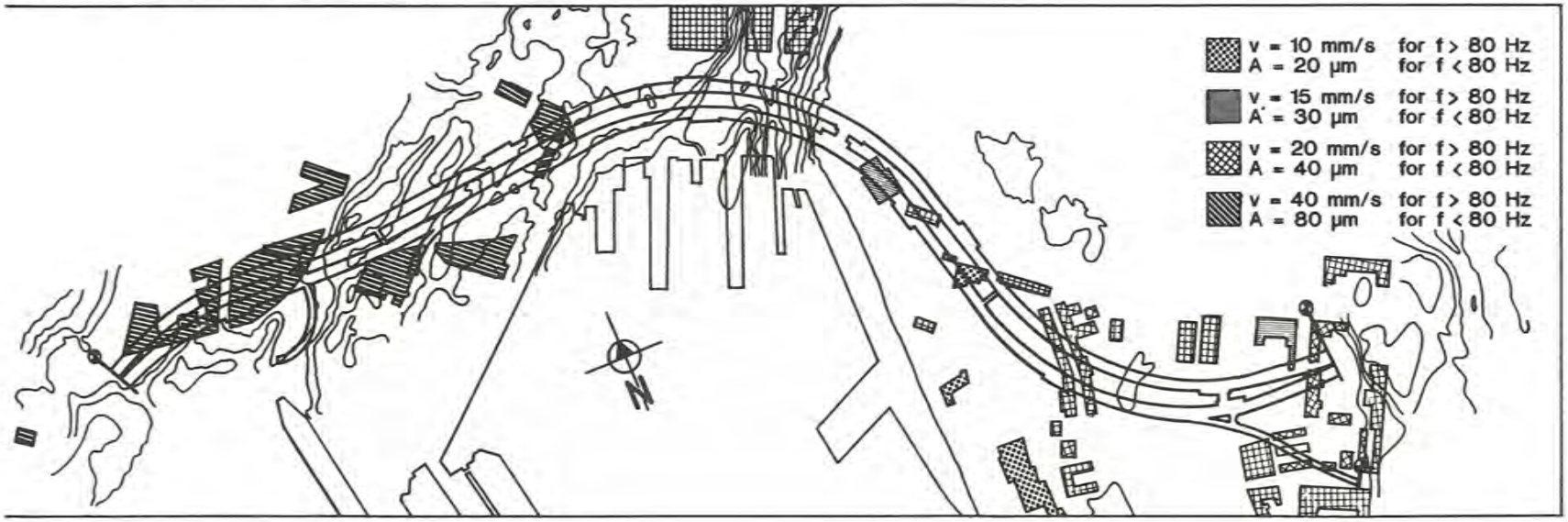


Fig. 5
Kostnad tunnelsprengning/svingehastighet/avstand

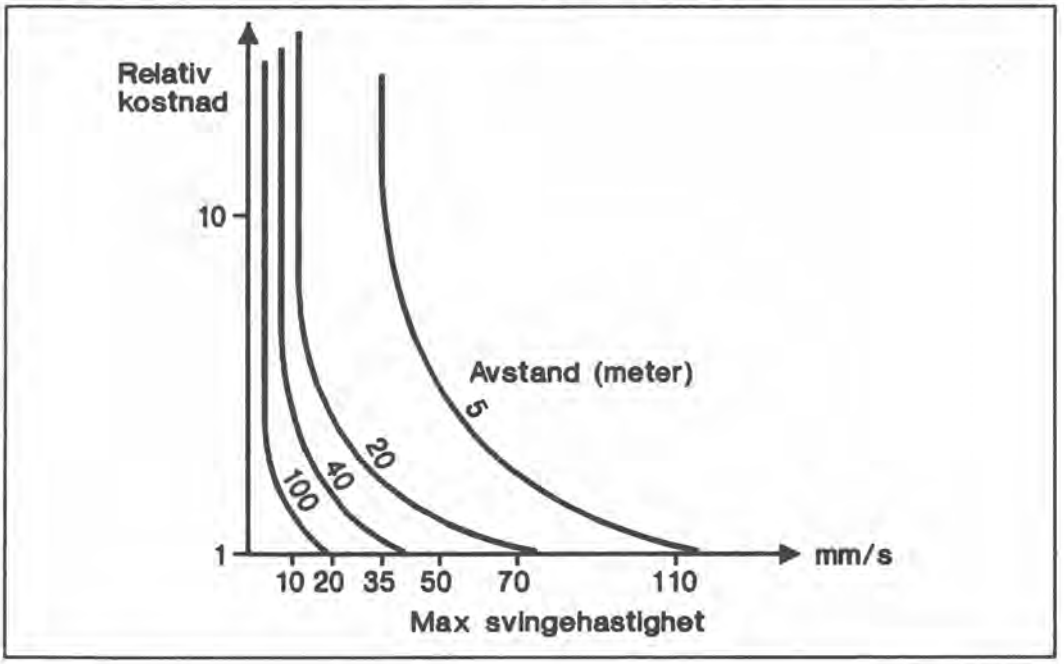
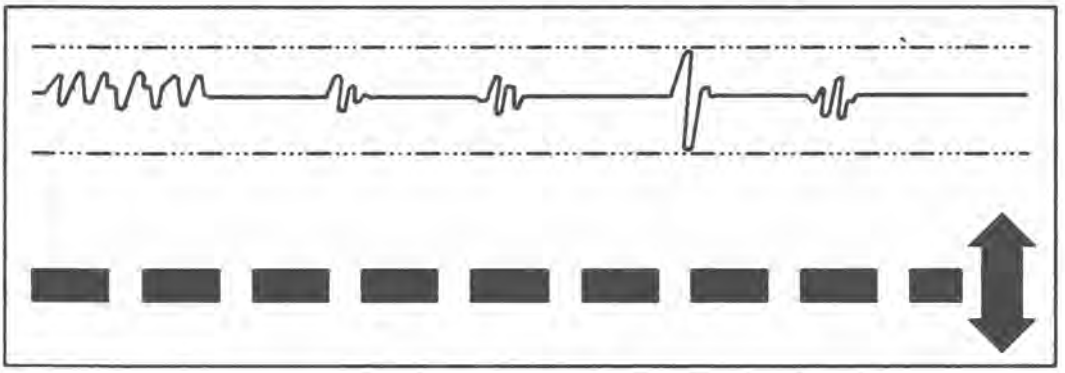


Fig. 6 **"Normal" tunnelsprengning**



"Sprengopplegg Fjellinjen"

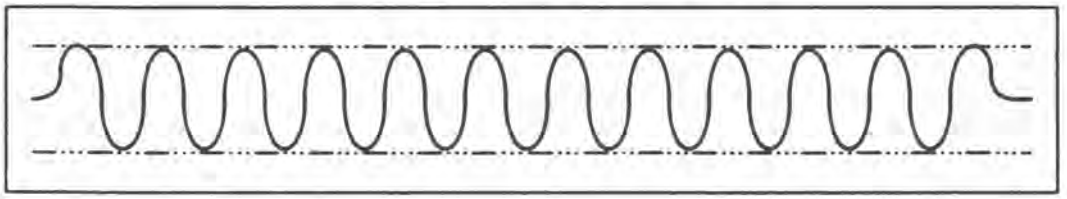


Fig. 7 **Prinsipp forinjeksjon**

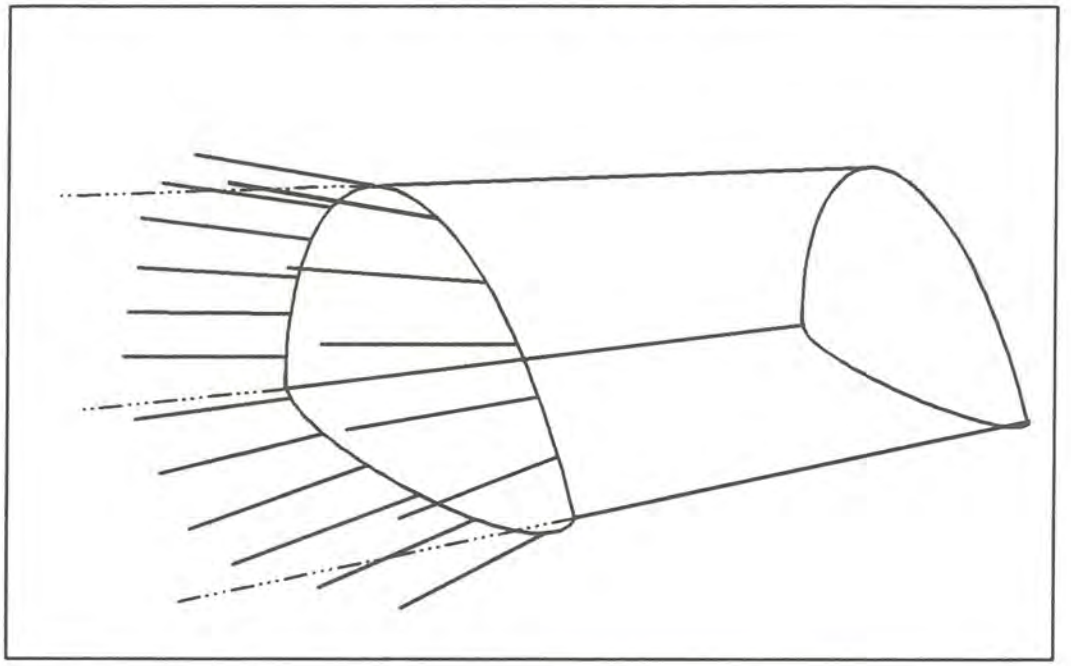


Fig. 8 **Prinsipp fugeinjeksjon**

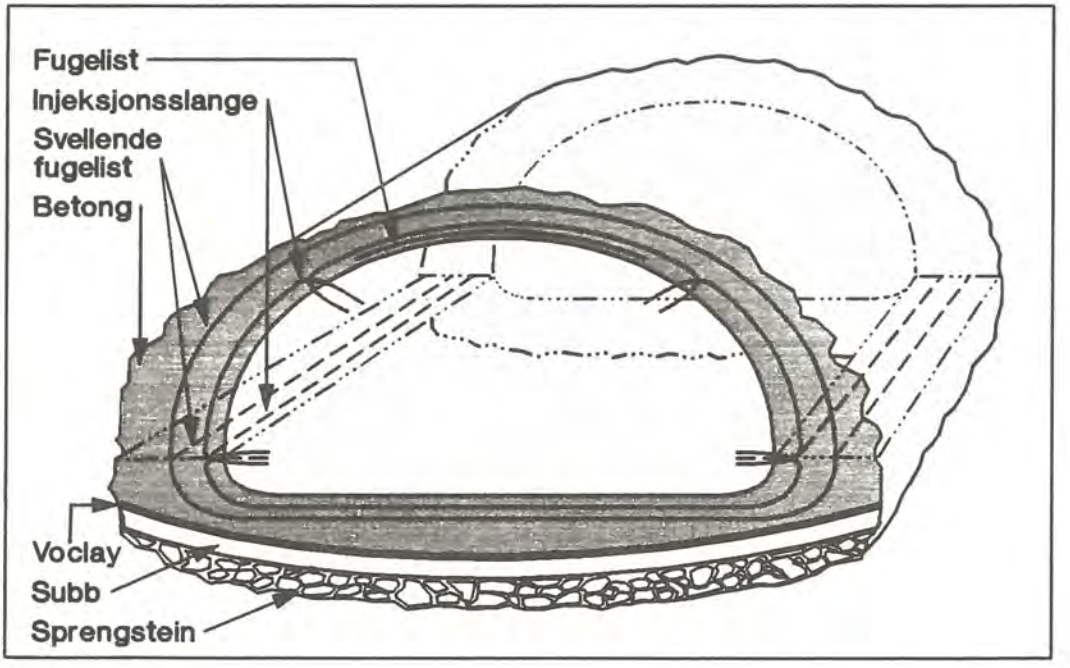


Fig. 9 **Prinsipp skjerminjeksjon**

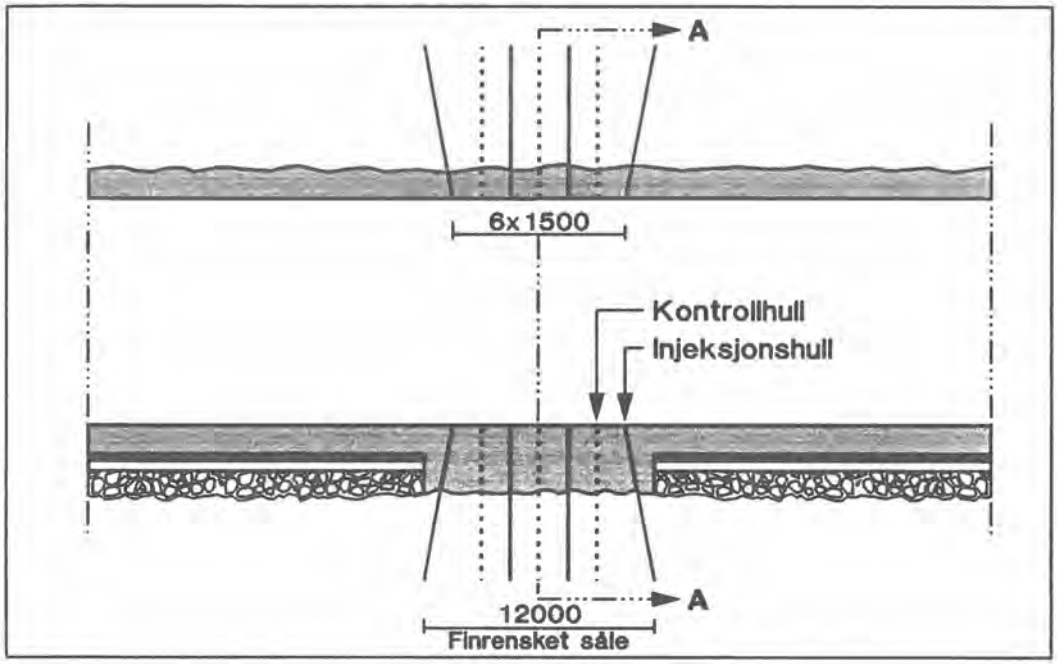
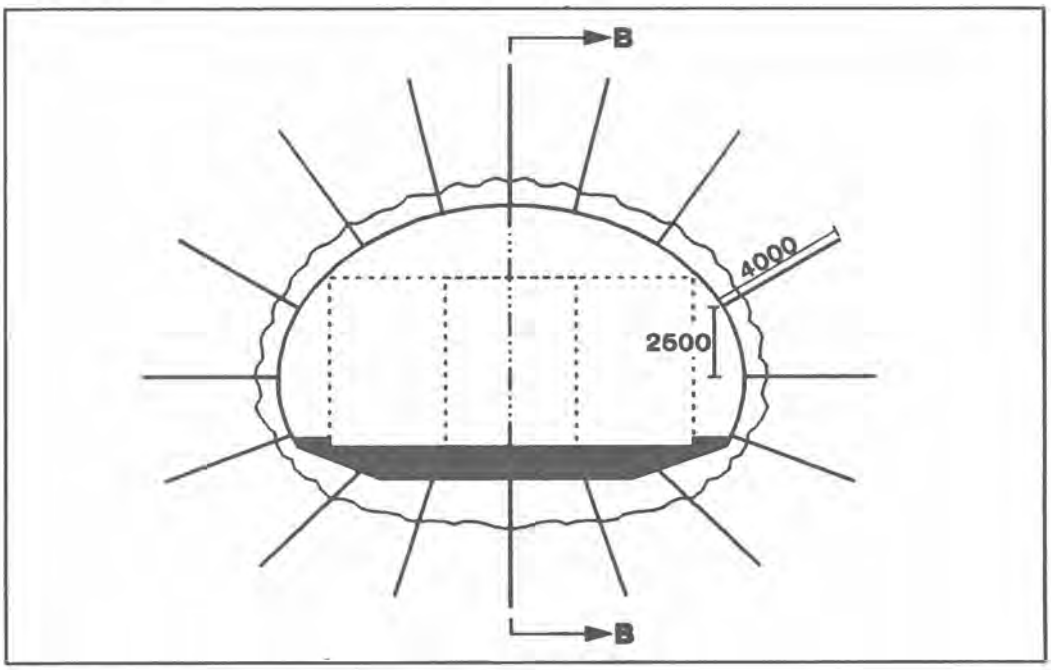


Fig. 9a **Snitt**



DATAKONTROLLERT BORING VED TUNNELDRIFT

Siv.ing. Håkon Bjor, siv.ing. Thorvald Wetlesen
Bever Control a.s

SAMMENDRAG

Datastyring av salveboring ved tunneldrift er nå tilgjengelig teknologi fra flere riggleverandører. Teknologien ble først introdusert ved utviklingen av Furuholmen systemet for en prototyp tre-boms rigg bygget av Andersen Mekaniske Verksted i 1978. Det er nå 13 rigger basert på dette system i drift i Europa. 3 rigger i gruver i England og 10 rigger ellers i Europa.

Praktisk erfaring har vist at datasystemet gjør det mulig å drive tunneller med mer presis kontur, derved oppnås en reduksjon i overmasse og nødvendig sikringsarbeider. Totaløkonomien for tunneldriften blir forbedret. Både byggherre og entreprenør har klare gevinster å oppnå.

I fremtiden venter vi å få et bredere tilbud av instrumenteringsutrustning for rigger. Det vil bli tilbudt enklere databaserte overvåkingssystemer for retningskontroll, konturkontroll, bormønsterregistrering uten automatisk styring av bommer. Automatisk styring av salveboring etter en programmert borplan slik som tilbys i dag vil bli mer vanlig.

SUMMARY

Computer controlled drilling is now proven technology. It was first introduced by the development of the Furuholmen system for a prototype three boom tunnelling jumbo in Norway in 1978. Now, 13 rigs with this consept are in operation in Europe, 3 in mining in England and 10 in tunnelling elsewhere in Europe. The system is also adapted to roadheader guidance.

Practical experience has shown that the computer control system makes it possible to drive tunnels with a more accurate contour thus reducing the total amount of rock excavated, and where a full concrete lining is required a reduction in concrete volume is achieved. The total tunnelling economy is improved.

In the future we expect to see a wider range of instrumentation on jumbos, from the simple direction instruments to computer guidance systems for monitoring only, as well as fully automatic drilling to a programmed drilling pattern.

DATAKONTROLLERT BORING ER NÅ ETABLERT TEKNOLOGI

Datastyring av tunnelrigger for automatisk salveboring ble først introdusert av Ing. T. Furuholmen A/S med den første fullskala prototyp i 1978. Det var en tre boms rigg bygget av Andersen Mekaniske Verksted. Styringssystemet ble utviklet av Senter for Industriforskning. Det er nå 13 rigger bygget og i drift med denne utrustning. De sentrale personer i denne utvikling har etablert firmaet Bever Control A/S som nå har overtatt rettigheter til systemet og leverer det til riggleverandørene. Andersen Mekaniske Verksted, Tamrock og Perard Torque Tension har inngått lisensavtaler om utnyttelse av teknologien, fig.4.1 og 4.2.

Det har vært en kraftig utvikling av teknologien for tunnelborerigger. På slutten av 60-årene dominerte luftdrevne bormaskiner. Bildet endret karakter når hydrauliske maskiner kom på markedet. Vi har nå teknologi tilgjengelig for å styre hydrauliske systemer effektivt med anvendelse av moderne elektronikk og datateknikk og vi ser en ny generasjon av utstyr komme på markedet. Mange av de internasjonalt ledende produsenter kan nå levere datastyrte rigger, blant disse er:

Tamrock
Andersen Mekaniske Verksted
Boart
Perard Torque Tension
Atlas Copco
Montabert
Furukawa
Toyo

Det årlige salg av tunnelrigger antas å være ca. 500. Antall rigger med datautstyr er foreløbig kun 5-15 pr. år. Inkludert den japanske virksomhet vil vi anta at det er 30-50 rigger levert med datasystem for styring eller kontroll av salveboring.

TEKNISK BESKRIVELSE AV SYSTEMER FOR DATAKONTROLL AV SALVEBORING

Vi vil gjennomgå de forskjellige funksjoner som er aktuelle ved datakontrollert salveboring. Det omfatter overvåkingsfunksjoner for registrering på dataskjærm og logging for rapporteringsformål såvel som det omfatter styring av bommer i halvautomatisk eller helutomatisk modus, fig. 4.3.

Grafisk presentasjon på dataskjærm

På dataskjærm vil under vanlig boring de viktigste fremstillingene være:

Borstang retningsbilde. Retningsbilde er vist for hver matebjelke normalt valgt med tunnelaksen som referanse. Referansen velges av operatøren og kan f.eks. defineres ved hjelp av en laserstråle. Materbjelken rettes inn parallelt med laserstrålen og systemet registrerer referansen for alle 3 bommer på en gang (fig.4.4). Retningsavviket fremkommer som en vektor på bildet og kan oppgis i grader eller cm avvik i bunn av borhull.

Borsynkhistorikk. Borsynkhistorikk uttrykt i m/min registreres for hver bom som en funksjon av bormeter. En grafisk presentasjon gir en god indikasjon av reduksjon i borsynk som skyldes kroneslitasje. Det vil også fremgå mulige slepper i fjellet eller andre uregelmessigheter (fig.4.5).

Borplan. Borplan er forhåndsprogrammert på en IBM-PC og vises på skjærmbilde sammen med aktuell status på hull som er boret, samt indikasjon av hull under boring samt neste hull i borsekvensen (fig.4.6). I en utvidet versjon av bildet, fig.4.16, er det gitt en grafisk presentasjon av aktuell bomposisjon vist ved en "cursor", posisjon på borede hull samt planlagt hull.

Bomstyring - Automatisk, Manipulator, Direkte

På en datarigg med full automatikk innbygget vil systemet gi muligheter for styring etter følgende måter:

Direkte kjøring. I direkte kjøring kontrolleres hver av de sju aksene i bomsystemet og bormaskinbevegelsene manuelt ved hjelp av kontrollspakene. Borrets retning i relasjon til en laserreferanse eller borriggens akse vises på skjærmen. Borsynk blir vist. Direkte kjøring kan være aktuelt hvis det oppstår feil i datautrustningen og ved boring for takbolter. Fra operatørens synspunkt vil riggen være lik en konvensjonell å styre, men har hjelp av instrumenteringen til retningskontroll.

Manipulator kjøring. I manipulator kjøring kontrolleres bom og bormaskinbevegelser manuelt, men ved hjelp av datamaskin. Dette betyr at alle bombevegelser foretas ved hjelp av to spaker som beveges i den retningen som operatøren ønsker at tippen på borstangen skal forflytte seg. Koordineringen av de forskjellige bevegelsene blir ivaretatt av datamaskinen:

- posisjonskontroll, parallell bevegelse av bom
- retningskontroll, mater endrer retning uten at matertip flyttes
- rotasjonskontroll, rotasjon om borstang som dreieakse

Denne styremåte gir en rask og meget presis innjustering av mater. Videoskjærm bildene vil være de samme som ved direkte kjøring.

Automatisk kjøring. Ved automatisk kjøring vil det med visse begrensninger være mulig å bore en salve til en preprogrammert borplan og på riktig sted i fjellet. Dette forutsetter at en borplan der hvert hull er beskrevet med posisjon, retning og dybde er innlagt samt at opplysninger om tunnelaksens relasjon til en siktereferanse som f.eks. en laserstråle er innlagt i riggens datamaskin.

I praksis ville da salveboringen foregå noenlunde som følgende: Riggen kjøres inn på stuff og plasseres slik at en er sikker på at ytterbommene når ytterpunktene av tunneltverrrsnittene. Den av borstengene som ligger nærmest laserstrålen beveges slik at den blir liggende parallell med laserstrålen. Deretter må et plan foran stuff defineres der en vet at borkronene går klar av fjellet når bommene skal bevege borutstyret fra hull til hull. Dette gjøres ved å plassere borkronen i passe avstand fra stuffen

og deretter trykke på navigasjonsknappen. Automatisk salveboring kan nå begynne. Hullene er fordelt mellom de tre bommene, og hver bom vil automatisk posisjonere borstanga riktig for det første hullet.

Ansettet tas manuelt og hvis riggen er utstyrt med bom og ladekorg må den kjøres av operatøren slik at ingen av bommene kolliderer med den. Når ansettet er tatt, vil boringen foregå automatisk til hullet er ferdig boret, boret trekkes ut og går til neste hull i borplanen og neste ansett blir foretatt. På videoskjærmen får en fram bilder som viser borplanen med indikasjon for ferdigborrede hull, hull under boring og neste hull som skal bores. Det er et eget bilde av kutt borplan. Et annet bilde viser retningen på hver av borstengene. Borsynk vises grafisk og digitalt og det er bilder som vil være til hjelp ved feilsøking.

ELEKTRONIKK, SENSORER OG PROGRAMSYSTEM

Hovedkomponentene i datasystemet er

- IBM-PC for borplan programmering og etterbehandling av registrerte data
- elektronikkenhet på rigg
- operatørpanel og dataskjærm
- vinkelsensorer i akselledd
- lineære sensorer på mater og bomforlenger
- elektrohydrauliske styreventiler

I et system uten styringsfunksjoner vil de hydrauliske ventiler bli direktebetjent, og omfang av sensorer kan tilpasses aktuell konfigurasjon av instrumenteringen.

Programmering av borplan

Borplan blir utarbeidet på en IBM-PC. Bildet av tunnelkontur og bormønster presenteres grafisk på skjærm og kan skrives på en printer eller plotter. Det er enkelt å konstruere borplaner, samt å endre disse etter behov (fig.4.8). Nødvengig data som må registreres i systemet er:

- tunnelaksens kartkoordinater
- laserstrålens koordinater
- borhullkoordinater i forhold til tunnelaksen
- rekkefølge av hull for automatisk boring

Ved programmeringen må det tas hensyn til risiko for kollisjon mellom bommene.

Dataenheten

Elektronikkenheten er basert på et distribuert mikroprosessorsystem oppdelt i logiske moduler bestående av en overordnet modul samt en modul for hver av bommene.
Fig.4.9 viser oppbygging av systemet. I fig.4.10 vises det et funksjonsdiagram for systemet ved automatisk kjøring.

Funksjonene i den overordnede riggmodul er

- automatisk innjustering av bom via en navigasjonsprosedyre
- borplanstyring og registrering
- betjening av operatørpanel
- grafisk fremstilling på skjærm
- logging av historikk

Via en seriekanal med bom-modul overføres koordinater for neste borhull og annen informasjon vedrørende den enkelte bom. Funksjonene i bom-modul omfatter:

- konvertering av riggkoordinater til bomvinkler og lengder
- servostyring av hvert ledd i bom
- operatørbetjening av bombevegelser
- bormaskinkontroll

Definering av koordinatsystemer.

Det mest avgjørende for et effektivt og pålitelig programvaresystem er valg av metoder og opplegg for koordinattransformasjoner. Vårt system er basert på generelle prinsipper som lett kan tilpasses varierte geometriske utforminger av rigger og bommer. Fig.4.11 viser eksempler på bomgeometrier som vi har tilpasset våre matematiske modeller til. Disse koordinatsystemer blir benyttet:

- globale koordinater,f.eks. kartkoordinater for definering av tunnelakse
- stuffkoordinater, koordinater som er referert til tunnelaksen og brukes for beskrivelse av borplan
- riggkoordinater, definert i chassis av rigg
- materkoordinater som benyttes ved manipulatorstyring

Konvertering fra kartesiske riggkoordinater til vinkler og lengder i bommer er meget vanskelig i sann tid og vi har utviklet effektive numeriske metoder for dette som ikke trenger for meget datakapasitet. Fig.4.12 viser prinsipp for konverteringen.

Operatørpanel og dataskjærm

Operatørpanelet er utrustet med robuste betjeningsspaker, knapper og lamper. Vanligvis benyttes et sett spaker for styring som kan kobles inn på hver enkelt bom. Hovedfunksjoner er:

- to 3-veis spaker for posisjon og retningsstyring
- knapper for valg av funksjon, bormaskinkontroll og navigering
- tastatur for valg av skjærmbilde, borplaninnlesing, parameterregistrering og servicefunksjoner
- videoskjærm

Givere for måling på bommer

En godt beskyttet giver basert på børsteløse resolvere er benyttet for alle vinkel og posisjonsmålinger. Resolver er en

meget presis og robust giver som benyttes meget i militære anvendelser og industriroboter. Repeterbarhet på giversignal tilsvarer en posisjonsnøyaktighet bedre enn 1 mm på 10 meters bom. Fig. 4.14 viser et mekanisk arrangement som vi har god erfaring med.

Innboringsdybde og borsynk registreres ved hjelp av en oljestrømsmåler til matesylinder. På riggen monteres et hellningsmåleinstrument.

Elektrohydrauliske styreventiler

For servokontroll av alle bomleddene er det nødvendig med et effektivt hydraulikksystem. Variable stempelpumper sørger for konstant matetrykk. Høytrykksfiltrering av oljesystem benyttes uten bypassmulighet for å holde ren olje. Styreventilene til oljesylinderne er presisjonsventiler. Servoreguleringen er kun aktive når bommene er under forflytting ved datastyring, manipulator eller automatikk kjøring. Når bommen står i ro er oljesylinderne låst ved hydrauliske sikkerhetsventiler montert på sylinder.

Kabelforbindelser og mekaniske arrangementer

Alle giversignaler blir overført til dataenhet over kabel. For hver bom er det normalt inntil 7 givere. Kabel legges inn i hydraulikkslange som legges sammen med resten av slangeopplegget. For terminering av kabel benyttes flatstiftkontakter. Et godt planlagt kabelsystem er en forutsetning for en pålitelig innstallasjon. Vi har allikevel meget god erfaring med praktiske innstallasjoner.

Datasystemet blir for det meste innstallert i rigger med hytte, men vi har også erfaring fra rigger uten hytte, fig.4.13. Elektronikken blir plassert i et sprutsikkert skap og er godt vibrasjonsdempet.

ERFARING FRA DATASTYRING AV TUNNELRIGGER

Erfaring fra datarigger i Norge er tidligere rapportert flere ganger på Fjellsprengningskonferansen. I Norge har vi nå 10 års erfaring med 5 datarigger. Vi har også levert til 3 datarigger i gruver i England. Vi vil allikevel gi en kort oppsummering av resultater fra endel forsøkdrifter som er gjennomført i de siste årene.

Den første riggen med datautrustning (kun retningsinstrument) ble satt i drift i 1978. Riggen har boret mer enn 2 millioner bormeter. Giverne og elektronikken har vært i drift siden den gang med gode resultater.

AMV datarigg forsøksdrift, veitunnel Tømmeråsen

I 1984 ble en veitunnel på 330 meter og 62.5 m2 drevet som et

testprosjekt i et samarbeid mellom Selmer-Furuholmen og Vegdirektoratet. Tunnellen ble drevet i etapper med følgende funksjoner i bruk:

1) direkte styring uten retningsvisning på dataskjærm
2) manipulatorstyring og retningsvisning
3) automatisk styring etter programmert borplan
4) direkte styring med retningsvisning

Fra denne forsøksdrift var konklusjonen:

- betydelig fordel i bruk av grafisk retningsvisning for raskt og presist ansett
- bedret presisjon i boring og reduksjon av overfjell fra 16% til 5% sammenlignet med direkte styring
- påliteligheten på utstyret var bra, men krever spesielt trenet vedlikeholdfolk

Typiske tunnelprofiler er vist i fig.4.15. Selmer-Furuholmens konklusjon var at retningsvisning på dataskjærm og manipulatorstyring var effektivt, men borplankjøring på automatikk ga lite fordeler.

Tamrock Datamatic, vannkraftunnel - Dokka

I 1986 ble Tamrock første datarigg, Datamatic HS 315 U testet i en 32 m2 tunnel. De 5 første salver ble kjørt i direkte, de neste 7 manipulator og 34 salver ble kjørt på automatikk. Resultatene ga hevet presisjon ved automatisk kjøring og en reduksjon i overfjell.

Tamrock Datamatic, Veitunnell Bergaskred

I 1987 ble en 480 meter lang tunnel med 36 m2 og kurveradius på 170 drevet i regi av Statens Vegvesen i Sogn. Resultatene viste at overfjell var 5.1 %. Med konvensjonell boring ville man ventet 8.4 % eller mer.

AMV datarigg i saltgruver i England

De mest interessante og vellykkede 2 datarigger er i drift i Windsford saltgruver drevet av ICI Chemical & Polymers Ltd. Den første rigg ble satt i drift i 1985 og den andre i 1987, fig.4.2, De er begge bygget av Andersen Mekaniske Verksted levert via Perard Torque Tension som er den lokale leverandør. Riggene benyttes til boring av en 7.6 meter høy og 20 meter bred produksjonsstuff. To borplaner blir benyttet med kutt i overkant eller nedkant, og 98 eller 84 hull. Riggene kjøres tre skift pr dag og fem dagers uke. En salve bores på under 2 timer inkludert tiden for oppstilling, boring og retur for parkering.

FORDELER SOM KAN OPPNÅS MED DATAKONTROLLERT BORING -SAMMENDRAG

Kort oppsummert er gevinstene ved datakontrollert boring

1. Bedret kvalitet på tunnell ved mer presis kontur

2. Redusert sikringsarbeid, betongsprøyting og bolting
3. Lengre salver
4. Optimalisert bormønster.
5. Hurtigere posisjonering
6. God og presis styring kan oppnås med mindre erfarent personell

Full datastyring blir i dag tilbudt til en merpris på 30 til 70% av en konvensjonell rigg. Det er nødvendig med noe mer kvalifisert servicepersonell for tilsyn av både elektroniske og hydrauliske systemer. Dette ser ut til å være vanskeligere for en typisk entreprenør enn en gruvebedrift.

FRAMTIDEN - DATAKONTROLLERT BORING MED ELLER UTEN AUTOMATIKK

I dag er rigger med full datastyring tilgjengelig. Prognosene for utvikling av markedet for 3-4 år siden var ganske optimistiske, men har ikke holdt stikk. Utviklingen går meget langsomt. Introduksjon av ny teknologi går langsomt. Spranget i teknologi har for mange vært for stort slik at dagens entreprenører ikke har turt å satse på dette fullt ut.

Vi mener derfor nå at det må tilbys instrumenteringspakker til rigger som har et mer tilpasset ambisjonsnivå. Omfang av instrumenteringen må stå i forhold til den synlige økonomiske gevinst og entreprenørens evne og vilje til å utnytte slikt utstyr. Vi antar i den videre utvikling at riggoperatørene ønsker å få en trinnvis utvikling mot de mest avanserte instrumenterings og styringssystemer. En naturlig videreutvikling ser vi i følgende klasser av instrumenteringssystemer:

I. Retningsinstrument av enkel type.
II. Datakontrollert boring med valg i trinn:
   - Retningsinstrument på dataskjærm.
   - Borsynkvisning på dataskjærm.
   - Borposisjonsvisning på skjærm med konturkontroll.
   - Borplaner lagt inn på skjærm.
   - Logging for salverapport.

   Se fig.4.4, 4.5, 4.16 og 4.17.

III Datastyring med automatisk bomstyring, borplan og manipulatorstyring.

IV. Datastyring for ubemannet drift i gruveoperasjoner som omfatter antikollisjonsovervåking og sikkerhetssystemer.

Bever Control kan i dag levere systemer av type II med retningsvisning og IV med datastyring. Vi satser nå på en utvikling av den trinnvise instrumenteringen som skissert under alternativ II. I Norge har vi levert to slike systemer, et til en AMV-rigg som nå går på Nea-anlegget for Vegdekke. Det andre systemet er på en Atlas rigg som driver lagerhaller ved Evenes flyplass for Selmer-Furuholmen.

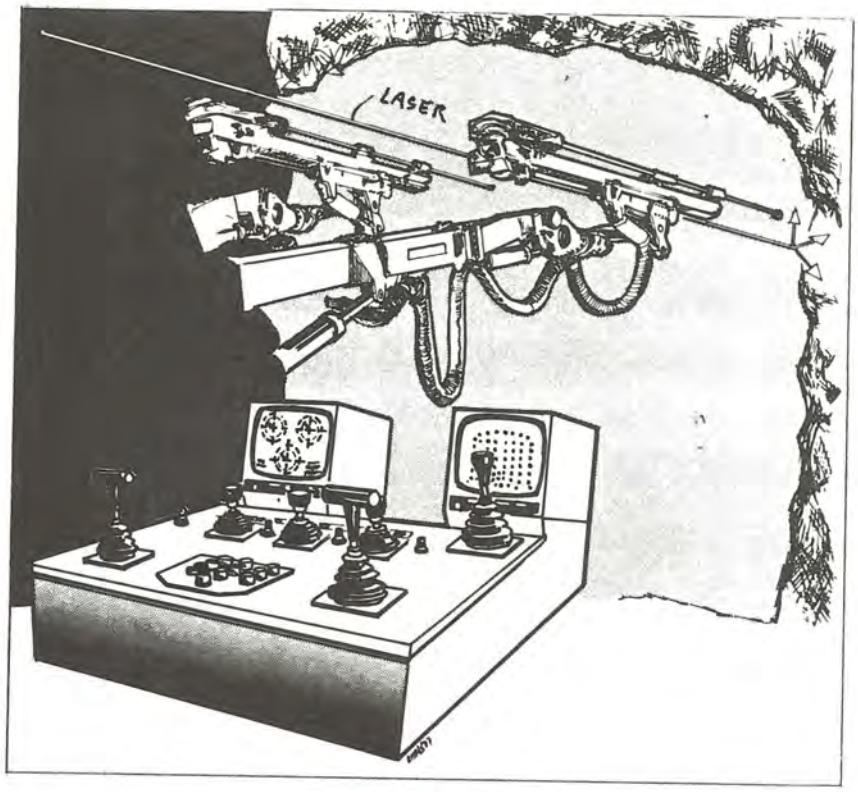


Fig.4.1. Datakontrollert boring er nå akseptert teknologi.

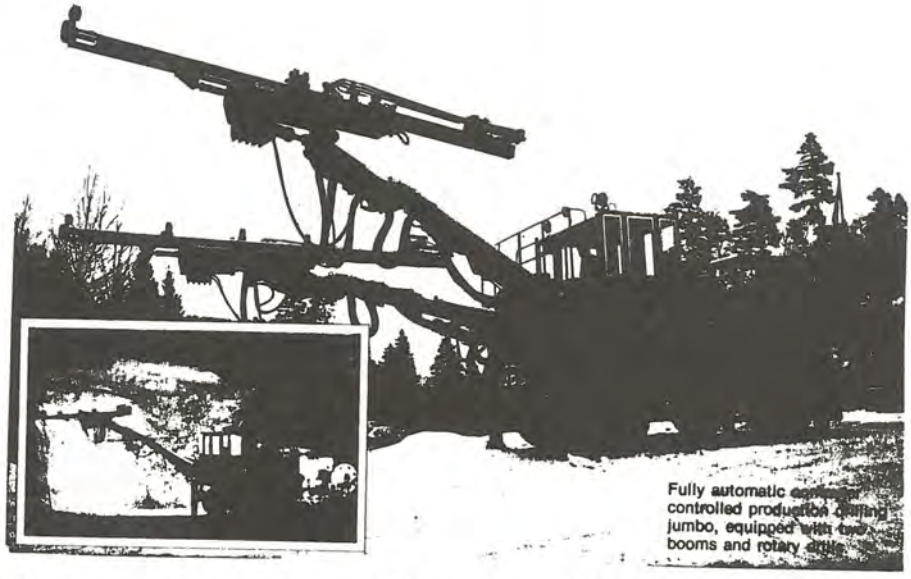


Fig.4.2. AMV datarigg med Bever Control styring i saltgruve i England. Dette er den beste referanse på datarigger i dag.

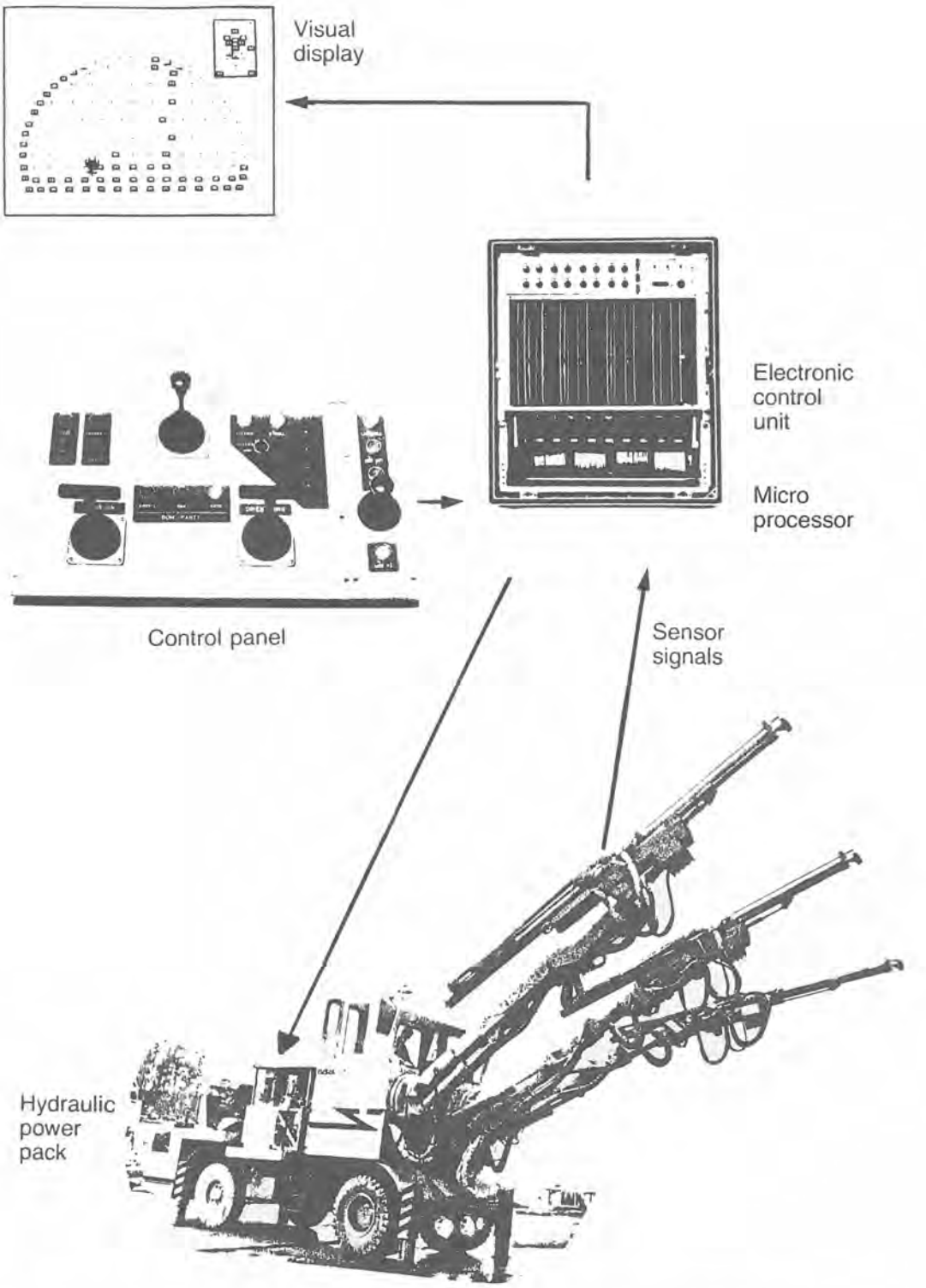


Fig.4.3. Bever Control datastyresystem for tunnelrigger.

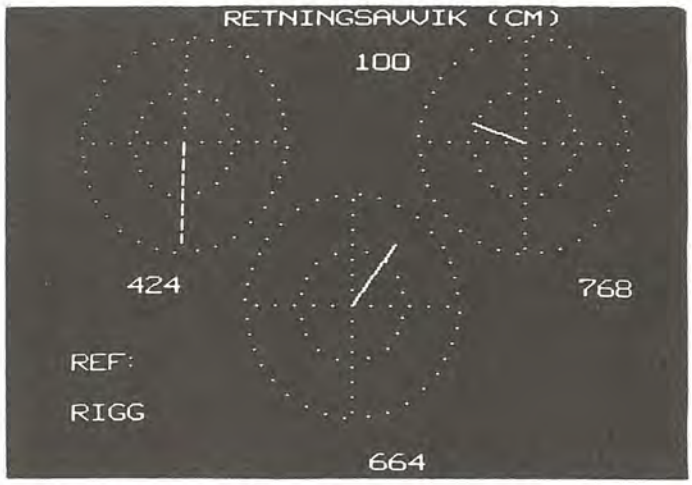


Fig.4.4. Retningsvisning på grafisk skjærm leveres som en funksjon i datastyressystemet, eller som et selvstendig utbyggbart system.

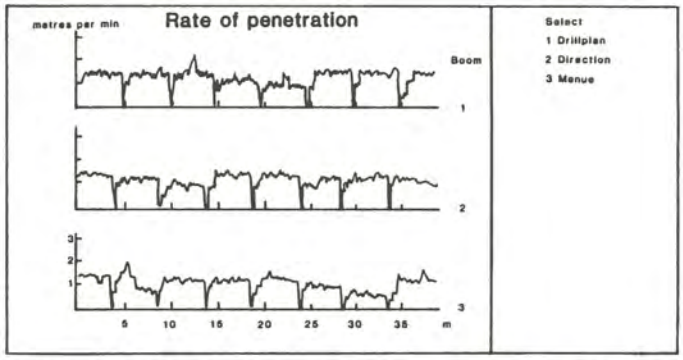


Fig.4.5. Borsynk fremstilles grafisk på skjærm i meter pr. minutt som funksjon av bormeter. Viser behov for kronebytte eller slepper i fjell.

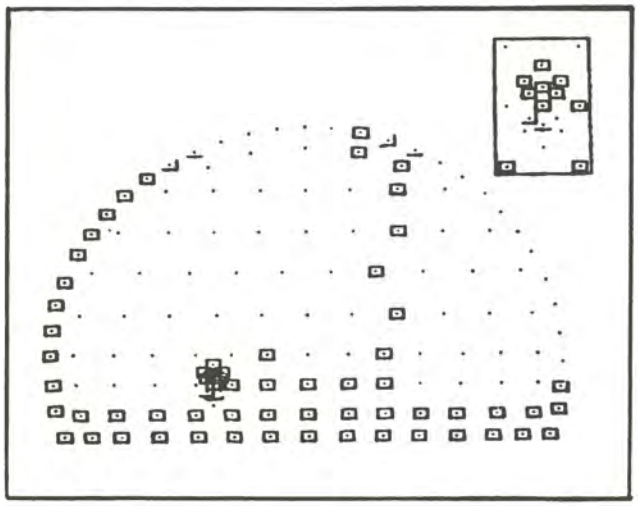


Fig.4.6. Borplan på skjærm viser borede hull og neste hull som skal bores. Kutten er vist forstørret.

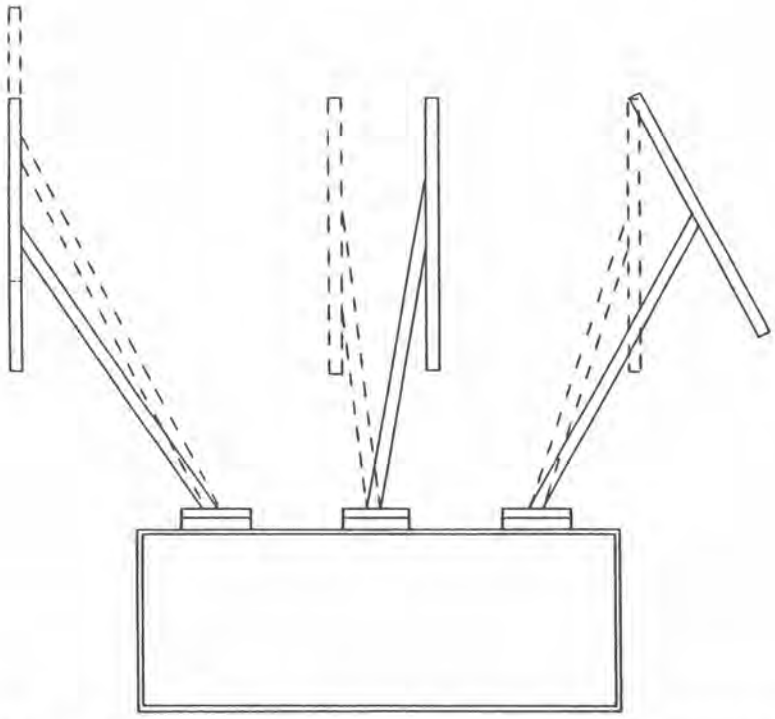


Fig.4.7. Bombevegelser i manipulatorkjøring. Styrespakene gir kommando via datamaskin om parallellforskyvning av bom eller retningsendring rundt borstang tippen.

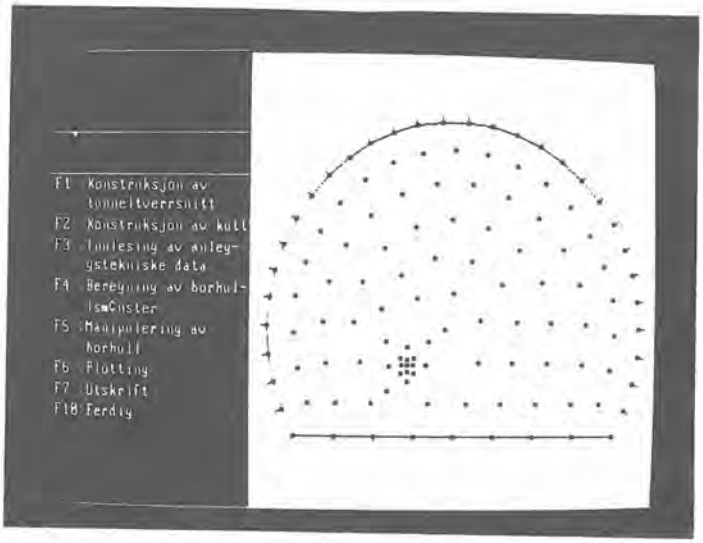


Fig.4.8. Borplan programmering på IBM-PC. Et interaktivt program gjør det lett å generere borplaner samt endre disse.

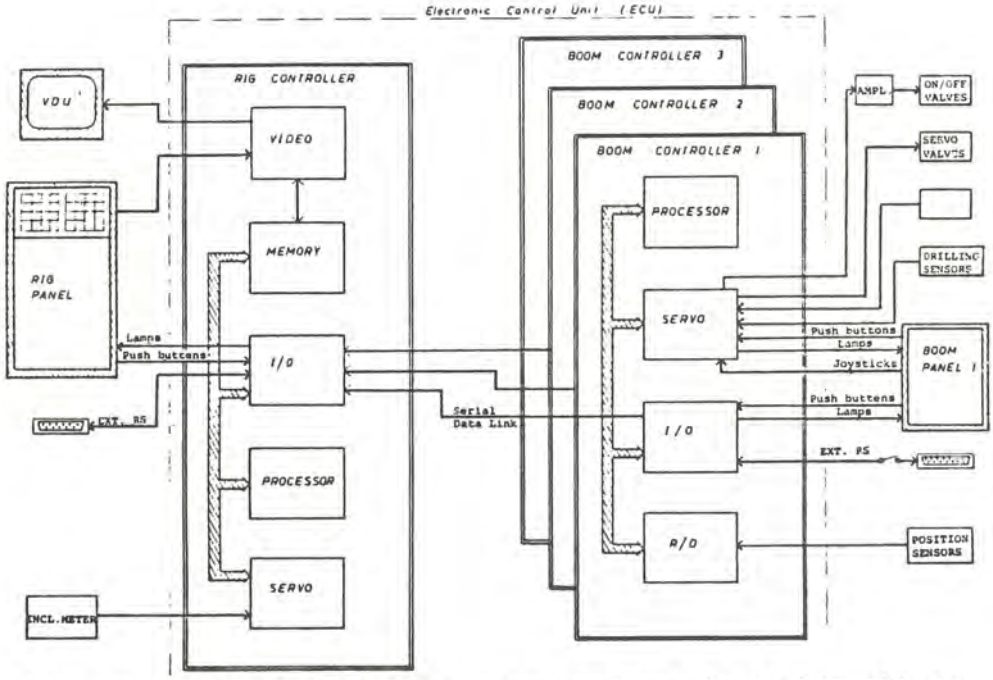


Fig.4.9. Et distribuert mikroprosessorsystem gir et kompakt og effektivt opplegg for datastyringen.

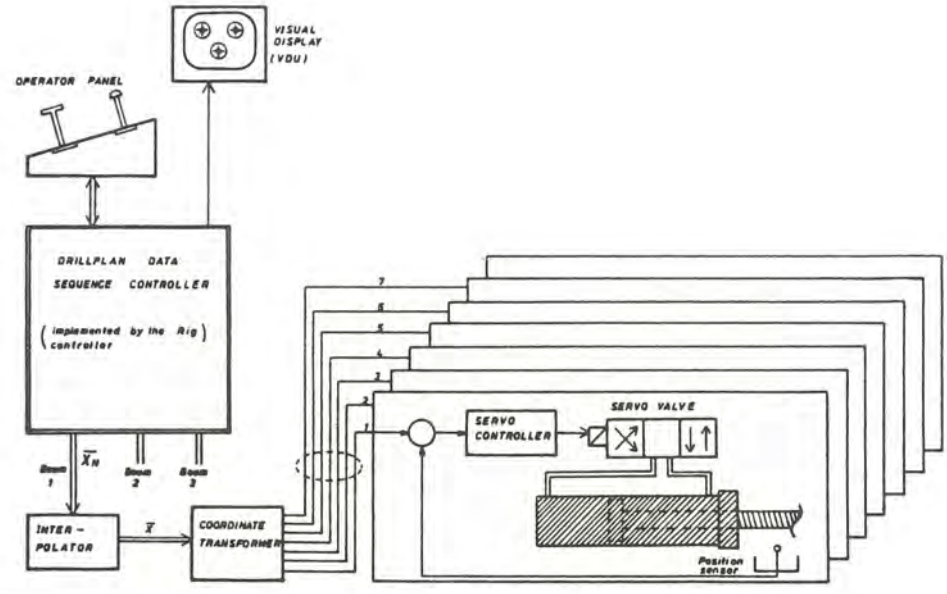


Fig.4.10. Systemdiagram for kjøring i automatisk program.

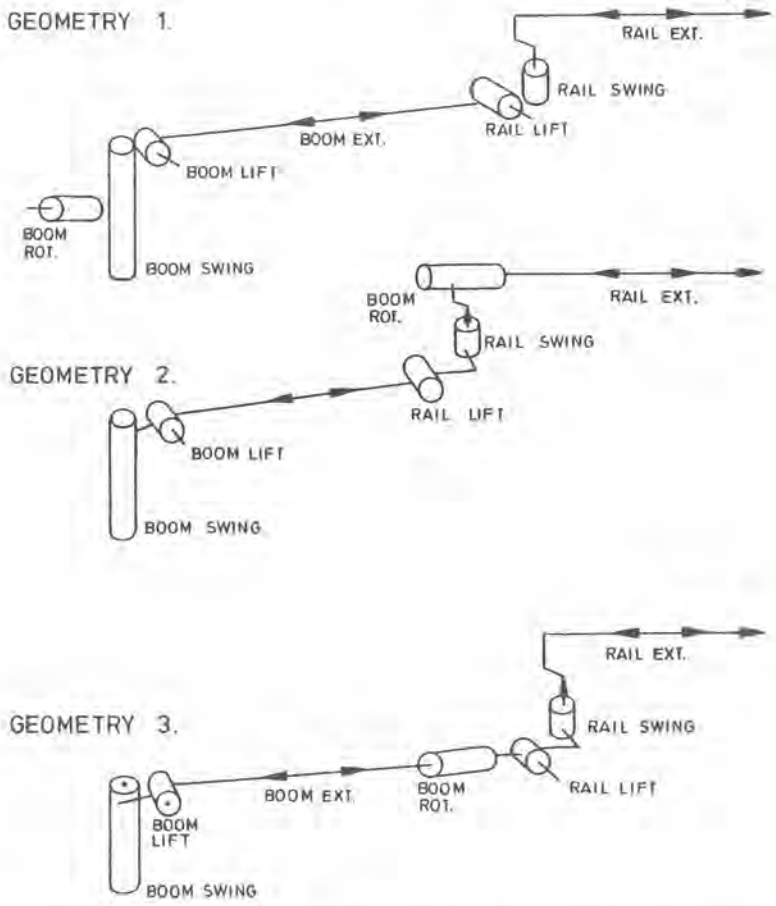


Fig.4.11. Systemet er tilpasset mange forskjellige bomgeometrier.

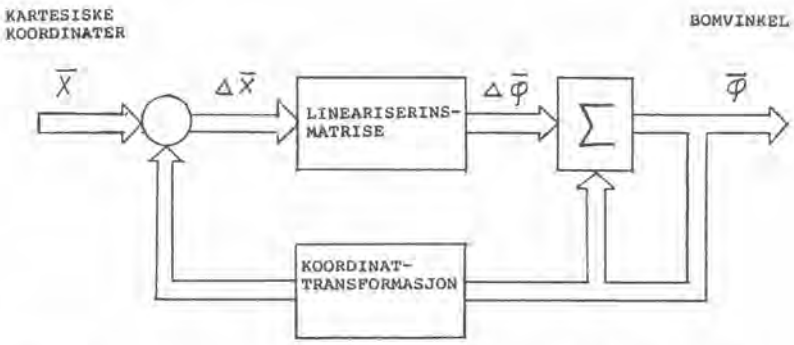


Fig.4.12. Koordinattrransformasjoner i sann tid er helt grunnleggende for å kunne mestre kompleksiteten i styring av 3 bommer med hver 7 akser samtidig i forhold til en tunnelakse og programmert borplan.

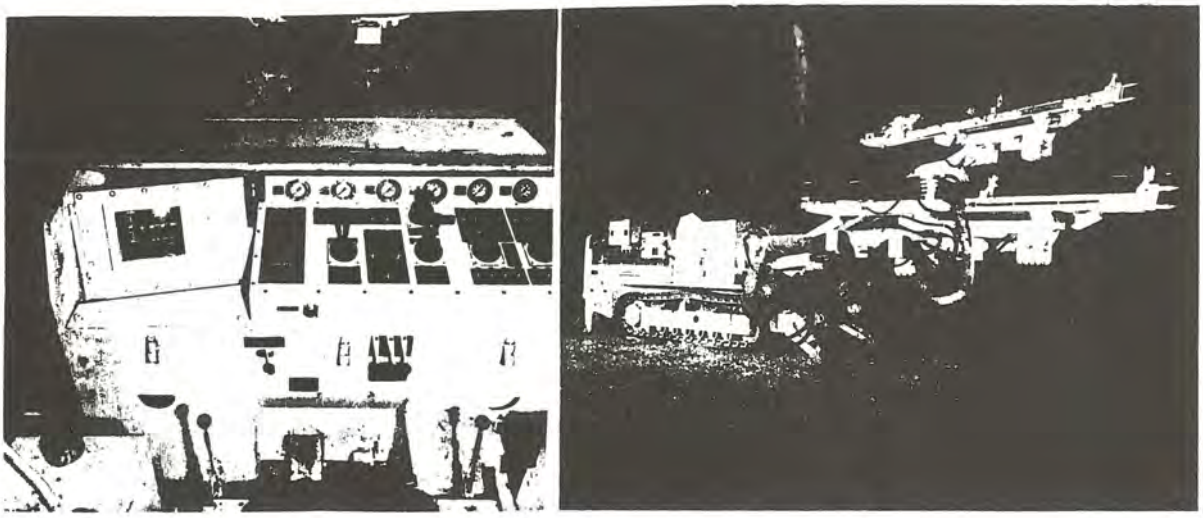


Fig.4.13. Datastyrt tunnelrigg uten hytte, levert for eksplosjonsfarlig drift til British Coal.

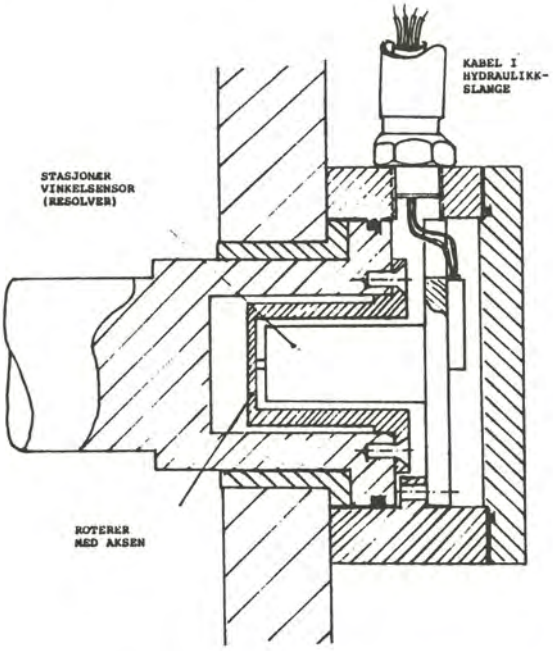


Fig.4.14. Vinkelgivere er basert på resolvere som er mekanisk godt beskyttet.

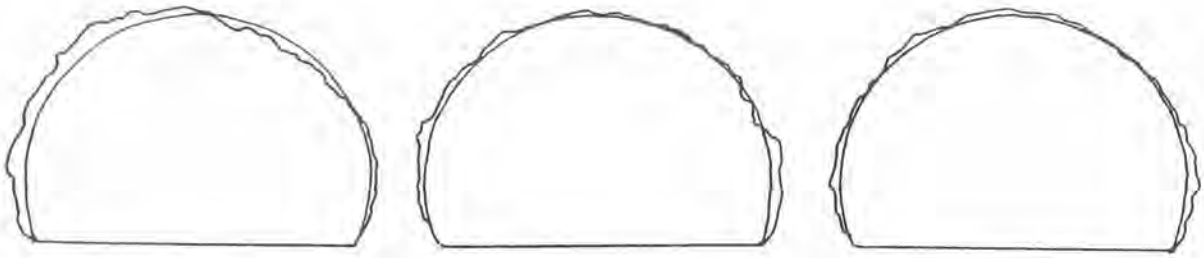


Fig.4.15. Tunnellprofiler fra Tømmeråsen ved Oslo.
A. Direkte styring uten retningsvisning på skjærm
B. Manipulator styring og retningsvisning på skjærm
C. Automatisk styring etter borplan.

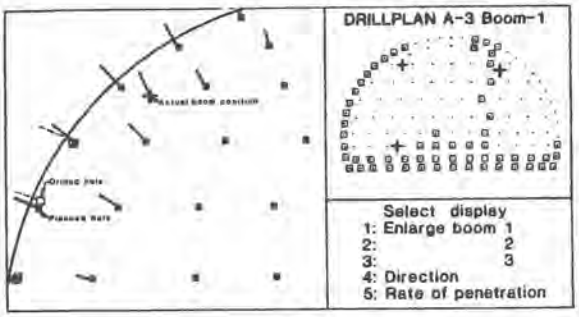


Fig.4.16. Datakontrollert boring uten styring av bombevegelsene. Borede hull, planlagte hull er registrert på skjærm og kan logges. "Cursor" viser aktuell bomposisjon.

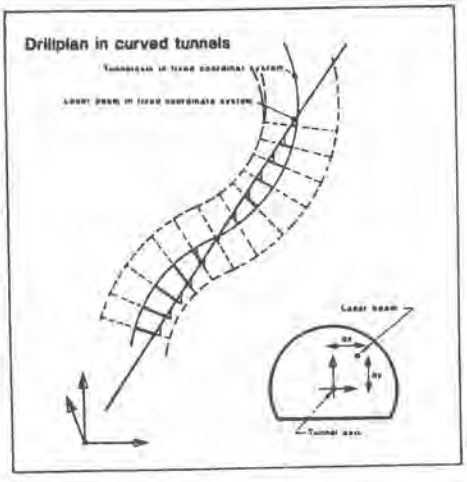


Fig.4.17. Borplan kan refereres til et tunnelprofil som svinger og har dosering.

FORSKNINGSPROSJEKT "UNDERSJØISKE TUNNELER"

Research Programme "Sub-Sea Rock Tunnels"

Dr.ing. Bjørn Nilsen, Geologisk Institutt, NTH/
SINTEF, avd. for bergteknikk.

SAMMENDRAG

Prosjekt "Undersjøiske tunneler" er gjennomført ved SINTEF i 1987, og har gått ut på å foreta en grundig statusrapportering for norske undersjøiske tunneler. Prosjektet har hatt aktiv deltakelse av i alt 10 representanter fra byggherre-, entreprenør- og konsulentsiden for slike anlegg.

Denne artikkelen gir en presentasjon av en del sentrale resultater fra forskningsprosjektet. Hovedvekten er lagt på erfaringer fra driving og enkelte spesielle utviklingstendenser med hensyn til sikring og byggetid.

Det viser seg at omfanget av rensk er blitt stadig mindre enn antatt i anbudet, mens omfanget av sprøytebetongsikring jevnt over er betydelig større enn antatt. Byggetiden for anleggene er generelt betydelig kortere enn prognosert til tross for at sikringsomfanget er gått merkbart opp. Mulige forklaringer på disse forholdene er kort diskutert.

SUMMARY

During 1987 a major research programme has been carried out by SINTEF to summarize and evaluate the experience gained from Norwegian sub-sea tunnels. Owners, contractors and consultants for the tunnels which are documented have actively contributed to the study so that a broad overview has been possible.

Here are presented some major results from the research programme. Particular emphasis is put on tunnelling experience and some characteristic trends concerning rock support and construction time.

A general trend is that compared to initial prognoses, there has been a steady reduction in the volume of scaling, while the volume of shotcreting has been considerable higher than prognosticated. Despite an increase in the volume of rock support, the construction time has generally been considerably shorter than prognosticated. Some possible reasons for this are briefly discussed.

INNLEDNING

I løpet av 1987 er det ved NTH/SINTEF foretatt en omfattende statusrapportering for fullførte, norske undersjøiske tunnelanlegg. Prosjekt "Undersjøiske tunneler" har vært gjennomført ved samarbeide mellom de to SINTEF-avdelingene Bergteknikk og FCB (Forskningsinstituttet for Cement og Betong), og har vært organisert med en prosjektgruppe bestående av representanter fra SINTEF og følgende byggherre-, entreprenør- og konsulentselskaper:

Norsk Hydro a.s.
Statoil A/S
Statens Vegvesen
Norcem Cement A/S
Astrup Høyer A/S
Selmer Furuholmen A/S
Ing. A.B. Berdal A/S
Ing. Chr. F. Grøner A/S,
Noteby A/S

Formålet med forskningsprosjektet har i første rekke vært å sammenstille og analysere de viktigste erfaringer som kan trekkes på grunnlag av de anlegg som er fullført. Systematisk sluttrapportering etter endt anleggsdrift er til nå gjennomført i heller beskjedent omfang for slike anlegg. Resultater og erfaringer fra de fullførte anleggene representerer imidlertid utvilsomt et viktig og verdifullt grunnlag for planlegging og gjennomføring av nye prosjekter, og det ble derfor ansett å være av stor verdi å få gjennomført en slik statusrapportering.

Et av hovedformålene har vært å analysere hvor godt resultatene fra forundersøkelsene har vist seg å stemme overens med de faktiske fjellforhold som er påtruffet i tunnelen. Det er også lagt spesiell vekt på å analysere de spesielle problemer som er forbundet med fjellsikring i saltvannsmiljø.

Det er utarbeidet i alt 10 delrapporter fra prosjekt "Undersjøiske tunneler"; 8 statusrapporter knyttet til hvert enkelt

tunnelanlegg og 2 sluttrapporter, se oversikt i referanselisten. I det følgende vil det bli presentert et utvalg resultater fra prosjektet som antas å kunne ha interesse i denne sammenheng. For fullstendige resultater og detaljer for de enkelte anlegg henvises til delrapportene, som alle er åpne og kan bestilles fra SINTEF.

AKTUELLE TUNNELANLEGG

Prosjektet har omfattet alle de i alt 10 tunneler med undersjøisk lengde større enn ca. 300 m som var fullført langs kysten av Norge fram til utgangen av 1987. Lengdeprofilene i fig. 1, hvor tunnelene er ordnet i kronologisk rekkefølge, og tegnet i ens målestokk, gir et visst inntrykk av den utvikling som har skjedd med hensyn til tunnellengde, dybde under havet m.v. En del detaljer med hensyn til geologi, geometri m.v. er sammenstilt i tabell 1.

TUNNELANLEGG	BYGGET	HOVEDBERGARTER	TVERRSN.	TOTAL LENGDE	UNDERSJØISK LENGDE	LAVESTE NIVÅ	BYGGHERRE
1. Vollsfjorden, Vannforsyning	1974-77	Prekambriske gneiser	16 m^2	9.390 m[1)]	625 m	- 80 m	Norsk Hydro
2. Frierfjorden, gassrørledning	1975-77	Prekambr. gneiser/ kambrosiluriske sedimentbergarter	14-16 m^2	3.580 "	3.075 "	- 252 "	--- " ---
3. Bussesundet (Vardø), vegtunnel	1979-81	Eokambriske sandsteiner og skifre	53 m^2	2.613 "	1.660 "	- 88 "	Statens Vegv.
4. SRV - Slemmestad, avløpstunnel	1981-82	Kambrosilurisk skifer og kalk	10 "	970 "	770 "	- 93 "	VEAS
5. Karmøy - Kårstø (Statpipe)							
Karmsundet	1982-83	Kaledonsk grønnstein og fyllitt, prekambrisk gneis	27 "	4.760 "	2.100 "	- 180 "	Statoil
Førdesfjorden	- " -	Prekambrisk gneis	27 "	3.370 "	1.580 "	- 170 "	- " -
Førlandsfjorden	- " -	Prekambrisk gneis, fyllitt	27 "	3.910 "	1.020 "	- 160 "	- " -
6. Hjartøy, ilandføringstunnel	1985-86	Prekambrisk gneis	26 "	2.332 "	1.750 "	- 105 "	Norsk Hydro
7. Ålesund - Valderøy, vegtunneler							
Ellingsøyfjorden	1986-87	Prekambrisk gneis og gabbro	68 "	3.510 "	1.125 "	- 140 "	Statens Vegv.
Valderhaugfjorden	- " -	----- " -----	68 "	4.210 "	2.165 "	- 137 "	--- " ---

1) Fjordkrysning i sin helhet drevet på én stuff - stufflengde 1480 m ved gjennomslag.

Tabell 1. Nøkkeldata for de tunnelanlegg som omfattes av prosjekt "Undersjøiske tunneler".

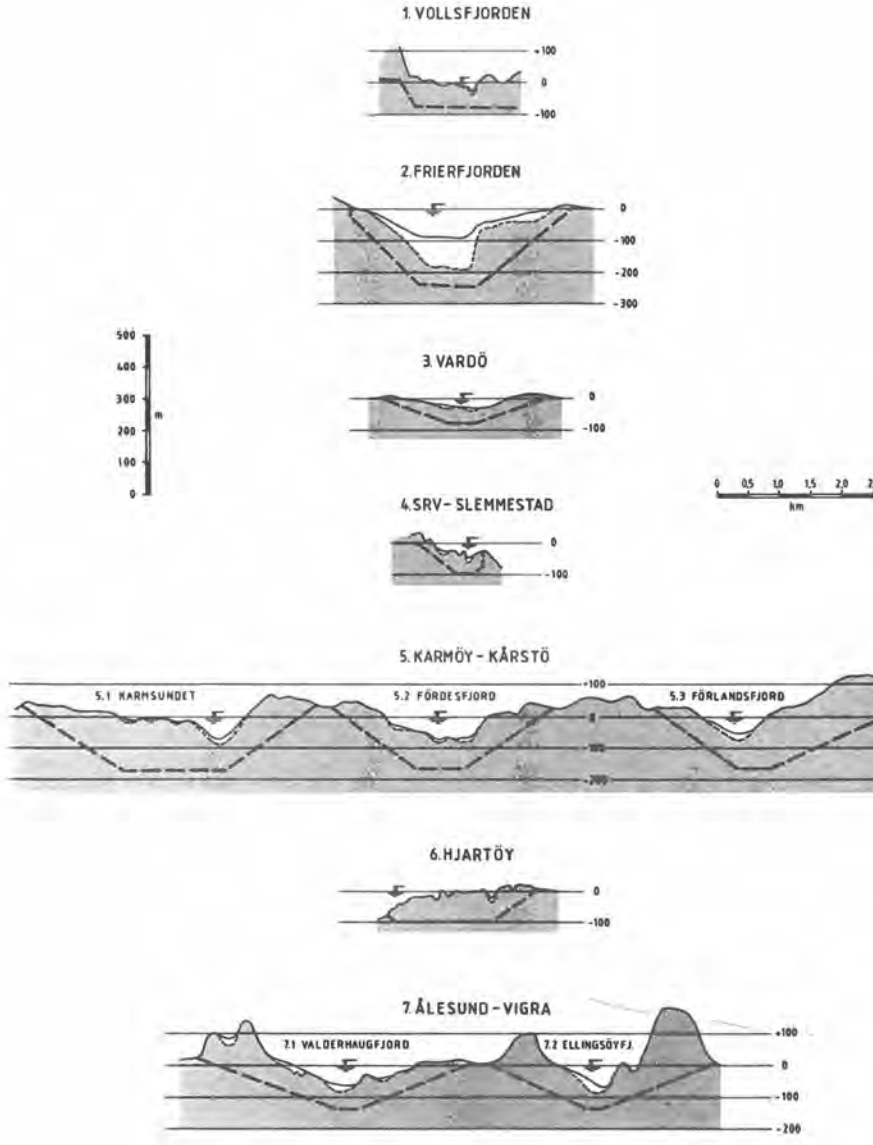


Fig. 1. Lengdeprofiler langs norske, undersjøiske tunneler fullført fram til utgangen av 1987.

Det fremgår at Frierfjord-tunnelen fortsatt er den undersjøiske tunnel her i landet som er drevet dypest under havets overflate (ned til - 252 m), og samtidig den som har størst

undersjøisk lengde (3.075 m). Frierfjord-tunnelen var ferdig drevet i 1977, og er altså i høyeste grad å betrakte som et pionerprosjekt.

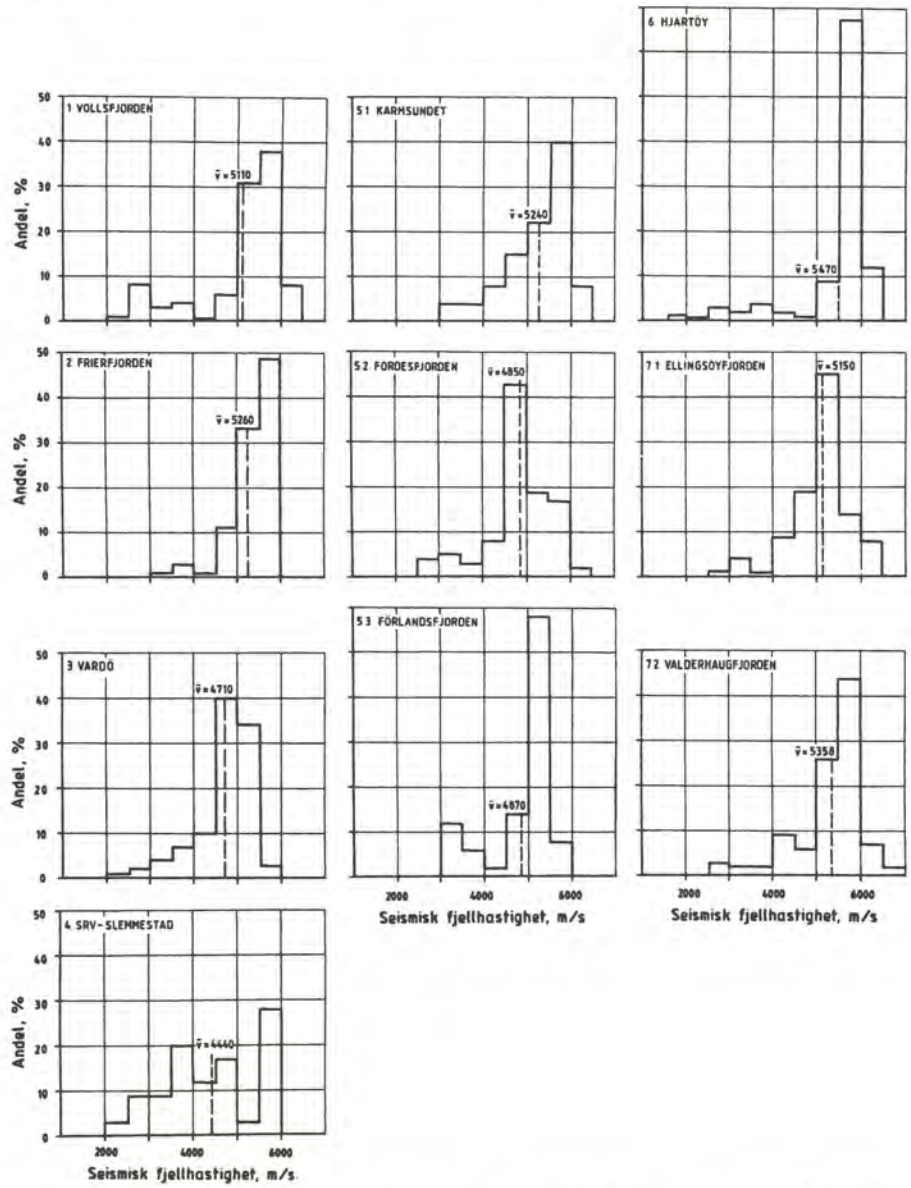


Fig. 2. Fordeling av seismiske hastigheter langs fjord-krysningene.

De aktuelle tunnelanleggene representerer et vidt spekter av ingeniørgeologiske forhold fra sterke, massive gneisbergarter til sterkt oppsprukne sandsteiner og skifre og svake fyllitter. Felles for alle anlegg er at de krysser markerte knusningssoner under dypålen i de respektive fjorder og sund.

Histogrammene i fig. 2 viser fordelingen av seismiske hastigheter langs undersjøisk del av de respektive tunneltraséene, og gjenspeiler forskjellene i fjellforhold. Basert på midlere seismisk hastighet og andelen av lavhastighetssoner peker Vardø-, Førdesfjord- og Førlandsfjord-tunnelene seg ut som de anlegg som har vanskeligst fjellforhold. For SRV-tunnelen synes de lave seismiske hastighetene i stor grad å kunne forklares ut fra det forhold at seismikken er skutt på tvers av hovedstrukturene i de sterkt folierte bergartene.

FORUNDERSØKELSER, PROGNOSER

Et vesentlig særtrekk ved undersjøiske tunneler er at de vanskeligste delene av traséene er dekket av vann, og at planleggingen derfor i stor grad er avhengig av tolkninger av seismiske data, eventuelt supplert med kjerneboringer.

Det viser seg at det i de fleste tilfeller har bydd på problemer å trekke sikre konklusjoner med hensyn til fjellforhold på grunnlag av resultatene fra forundersøkelser. Hovedproblemet ser i de fleste tilfeller ut til å være knyttet til tolkning av data fra refraksjonsseismikk. I enkelte tilfeller har det vært betydelige avvik mellom prognoser og resultater fra tunneldriving. For grundigere diskusjon av disse forholdene henvises til innlegg av Tore Dahlø på årets Bergmekanikkdag.

ERFARINGER FRA DRIVING

Fjellforholdene for de aktuelle tunnelanleggene er til dels svært forskjellige, og det er derfor ikke overraskende at inndrifter og sikringsomfang har variert innen vide grenser. Rent generelt kan det imidlertid slås fast at til nå har stabilitetsproblemer knyttet til markerte svakhetssoner utgjort de alvorligste problemer ved driving av undersjøiske tunneler. Store, konsentrerte vannlekkasjer har vært et mindre problem.

I tabell 2 er gitt en oversikt over midlere inndrifter og relativt sikringsomfang for de respektive tunnelene. Omfanget av sprøytebetongsikring, betongutstøpning og injisering er her angitt som andel av den totale tunnellengden (L).

TUNNELANLEGG	MIDLERE INNDRIFT (m/uke · stuff)	EKSTRA RENSK (t/lm)	BOLTER (stk./lm)	SPRØYTE-BETONG (% av L)[1]	BETONG-UTSTØPNING (% av L)	INJISERING (% av L)	SIKRINGSKOSTNAD (i % av total kostnad for ferdig sikret tunnel)
1. Vollsfj.[4]	26	2)	>0,6[3]	6%[3]	20%[3]	2)	2)
2. Frierfj.	28	2)	0,7[3]	4"[3]	6"[3]	2)	35%[3]
3. Vardø	17	2,9	6,9	50"[5]	21"	7%	77"
4. SRV	2)	2)	2)	62"	5"	8"	ca. 45"[3]
5.1. Karmsundet	34	0,3	1,5	65"	15"	9"	59"
5.2. Førdesfj.	26	0,5	2,3	35"	33"	6"	66"
5.3. Førlandsfj.	35	0,4	2,5	28"	17"	4"	46"
6. Hjartøy	40	0,3	1,6	33"	12"	10"	54"
7.1. Ellingsøyfj.	28	0,3	6,4	20"	3"	22"	} 67"
7.2. Valderhaugfj.	33	0,2	5,0	58"	5"	6"	

1) Eksklusive sprøyting før utstøpning.

2) Opplysninger mangler.

3) Noe usikre data - ufullstendig grunnlagsmateriale.

4) Tallene gjelder selve fjordkrysningen (endelig trasé) samt de nærmeste ca. 1500 m under land.

5) På stuff, opplysninger om sprøytebetong bak stuff mangler.

Tabell 2. Oversikt over inndrifter, totale sikringsmengder og sikringskostnader.

Med unntak for Vardø-tunnelen, hvor tverrsnittet er stort og fjellforholdene vanskelige, ligger midlere inndrift pr. stuff for de aktuelle tunnelene mellom 26 og 40 m/uke (antall arbeidstimer pr. uke er for alle anleggene på papiret 108 - 110 t). Det er grunn til å merke seg at ukeinndriften for de 68 m^2 store Ålesund-tunnelene nesten er like stor som middelet for de litt over 25 m^2 store Karmøy-Kårstø og Hjartøy-tunnelene. Dette kan nok delvis forklares ut fra gunstigere fjelltekniske forhold, men har utvilsomt også mye med driftsopplegg å gjøre.

Med hensyn til samlet lengde av sprøytebetongsikring og betong-utstøpning ligger Karmsund-tunnelen høyest (80% av total tunnel-lengde), men også Vardø-, Førdesfjord-, SRV- og Valderøy-tunnelen ligger høyt. Førdesfjord-tunnelen ligger høyest med hensyn til relativ utstøpningslengde, Karmsund-tunnelen høyest med hensyn til relativ lengde av sprøytebetongsikring.

Ellingsøy-tunnelen ligger desidert høyest med hensyn til relativ lengde forinjisert tunnel (34% av tunnellengden under sjø, 15% av lengden under land).

Den relative sikringskostnaden varierer mellom ca. 35% og 77% av kostnaden for ferdig sikret tunnel. Kostnaden for ferdig sikret tunnel er regnet som summen av kostnader for sprengnings-

og sikringsarbeider (eksklusive rigg og drift), og alle tall er basert på anbudsbeskrivelsen for det respektive anlegg (dvs. beskrivelser etter NS 3420 og Prosesskoden). På grunn av visse forskjeller på oppbygningen av poster i Prosesskoden og NS 3420 er andelen av sikringskostnader noe overdrevet i de oppgitte tall for vegtunneler i forhold til de tilsvarende tall for andre tunneler. Overdrivelsen antas maksimalt å kunne utgjøre 5 - 10%.

Fig. 3 viser sikringskostnadene som funksjon av midlere seismisk hastighet for de respektive anlegg. Sikringskostnadene er regnet som prosentandel av de totale kostnader for ferdig sikret tunnel på samme måte som i tabell 2. For Ålesundtunnelene er grunnlagsmaterialet noe mangelfullt, slik at andelen sikringskostnad her er angitt som et middel for begge tunnelene (punkt 7).

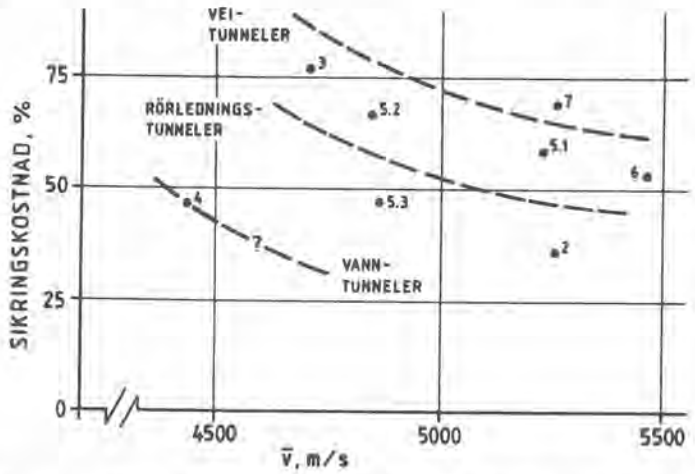


Fig. 3. Relative sikringskostnader som funksjon av midlere seismisk hastighet.

Datagrunnlaget i fig. 3 er så vidt spinkelt at det ikke er grunnlag for å trekke vidtgående konklusjoner. Som vist med stiplede linjer synes det likevel å kunne antydes visse korrelasjoner mellom relative sikringskostnader og midlere seismisk hastighet. Sikringskostnadene øker generelt med avtakende seismisk hastighet, og tunneltype og -tverrsnitt har vesentlig innvirkning på størrelsen av de relative sikringskostnader.

ENKELTE SPESIELLE UTVIKLINGSTENDENSER

På grunnlag av den gjennomførte statusrapportering kan det slås fast at det siden midten av 70-tallet har funnet sted en vesentlig utvikling med hensyn til sikringsstrategi og -praksis.

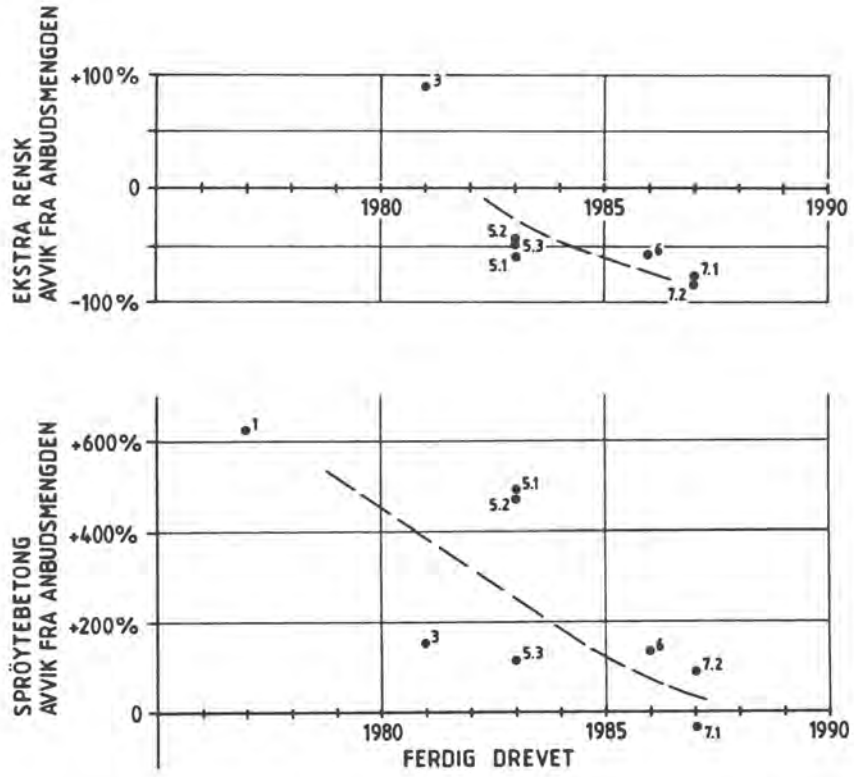


Fig. 4. Avvik fra anbudsmengden for henholdsvis ekstra rensk og sprøytebetong. (NB! forskjellig skalering langs de to ordinataksler).

Med hensyn til betongutstøpning er det et karakteristisk trekk at for de fire eldste av de undersjøiske tunnelene er hovedtyngden av utstøpning foretatt bak stuff, mens for de nyeste anleggene er så godt som all utstøpning foretatt på

stuff (bak stuff-andelen ligger vanligvis under 12 - 15%). For de aller nyeste anleggene (særlig Ålesund-tunnelene), er det for øvrig også et spesielt trekk at i tørre knusningssoner med lite leire er fiberarmert sprøytebetong i kombinasjon med systematisk bolting benyttet som "alternativ" til utstøpning.

Utviklingstendenser for sprøytebetongsikring og ekstra rensk er forsøkt illustrert i fig. 4, hvor det relative avvik fra anbudets mengder er angitt som funksjon av tidspunkt for ferdig drevet tunnel. Det fremgår at for ekstra rensk har utviklingstendensen helt klart vært at det er utført stadig mindre rensk enn antatt i anbudet. For sprøytebetongsikring er avviket fra anbudet blitt stadig mindre med årene, men det fremgår klart at på ett unntak nær er det utført betydelig mer sprøytebetongsikring enn antatt.

En vesentlig årsak til avvikene i fig. 4, særlig for sprøytebetongsikring, er utvilsomt at de utarbeidete prognoser for fjellforhold ikke har vært helt dekkende for de fjellforhold som er påtruffet under tunneldriving. Det er nok likevel grunn til å anta at det også finnes andre årsaker, som f.eks. at sprøytebetongsikring stedvis er utført hvor det kunne ha vært et alternativ å utføre grundigere rensk. Årsaken til at sprøytebetong er foretrukket kan ligge i den måten anbudsbeskrivelsen er utformet på, og spesielt hvor mye rensk som er inkludert i prisen for sprengning.

Et annet karakteristisk trekk er at til tross for at sikringsomfanget for alle aktuelle tunnelanlegg har vært betydelig større enn prognosert, har byggetiden jevnt over vært betydelig kortere enn stipulert. Dette forhold fremgår av fig. 5, hvor de oppgitte avvik er angitt i forhold til de respektive anbudsverdier. For Vollsfjord-tunnelen (1) og Vardøtunnelen (3) er grunnlagsmaterialet noe mangelfullt, slik at det i diagrammet kun er angitt nivå for henholdsvis avvik i byggetid og sikringskostnader for disse. De to Ålesundtunnelene er behandlet samlet.

En av årsakene til de tilsynelatende selvmotsigende resultatene i fig. 5 kan være at ekvivalenttidene for sikring generelt er satt noe lavt i anbudet. Hovedårsakene er nok likevel utvilsomt først og fremst å finne i forhold som rasjonalisering, effektivisering og ikke minst utvidet arbeidstid. For Karmøy-Kårstø-tunnelene (5.1 - 5.3) er det f.eks. etter kontraktsinngåelse foretatt økning av skiftlengden fra 75 t/uke til 108 t/uke. For Ålesund-tunnelene skyldes nedkortingen i byggetid utvilsomt også forhold som sikringsfilosofi, skiftrytme, bonusordninger m.v. Ikke for noen av

anleggene kan det klart sies at nedkortingen i byggetid skyldes at fjellforholdene har vært bedre enn prognosert.

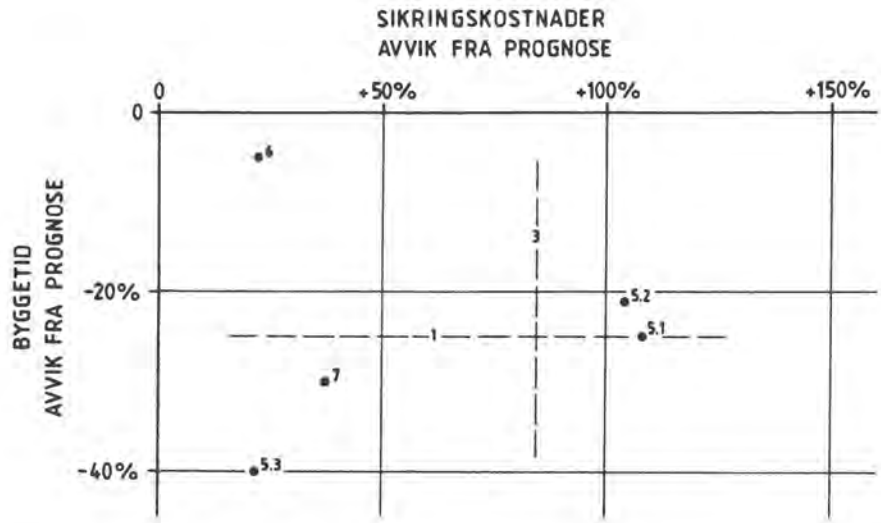


Fig. 5. Avvik fra stipulerte verdier (anbudsverdier) for henholdsvis sikringskostnader og byggetid.

TILSTANDSUNDERSØKELSER

Innlekkasje av aggressivt sjøvann gjør at miljøpåkjenningene i undersjøiske tunneler generelt er større enn for tunneler på land. I prosjekt "Undersjøiske tunneler" er det gjort undersøkelser i de eldste av de tilgjengelige anleggene for å vurdere sikringsmidlenes tilstand, dvs. Vardø-tunnelen og Karmøy-Kårstø-tunnelene. Tilstandskontrollen har først og fremst omfattet sprøytebetong og betong i hvelvstøp.

Sprøytebetong i fasthetsklasse C25 er funnet å være i generelt dårlig forfatning hvor sjøvann har trengt gjennom betongen. I høyere kvaliteter (C35, Førdesfjord-tunnelen) er tilstanden funnet å være vesentlig bedre, og ingen nedbrytning av betydning er registrert.

Betong i hvelvstøp er generelt funnet å være i bedre tilstand enn tilsvarende fasthetsklasse for sprøytebetong. I enkelte seksjoner er det imidlertid registrert et høyere kloridinnhold

fra luftsiden enn den allment aksepterte grensen for armeringskorrosjon.

For grundigere beskrivelser av tilstandsundersøkelsene henvises til delrapport 2.1 - 2.3 fra forskningsprosjektet.

VIDEREFØRING AV PROSJEKTET

Resultatene og delrapportene fra prosjektet "Undersjøiske tunneler" representerer et omfattende dokumentasjonsmateriale for de enkelte anlegg og et verdifullt grunnlagsmateriale for videre prosjektarbeid. Prosjektet er tenkt videreført som del av NTNF's nye FoU-program "Tunneler og undergrunnsanlegg", og vil i første rekke omfatte følgende emner:

- Analyse av tilfeller av rasutvikling.
- Utredning av overdekningskriterier.
- Bestandighet av sikringsmidler.

I den fasen av prosjektet som nå er avsluttet ble det ytt vesentlige bidrag til prosjektarbeidet fra deltakende selskaper i form av egeninnsats, deltakelse på prosjektmøter og ved diskusjon av resultater. For å få størst mulig utbytte av den planlagte videreføringen er det vårt håp at flest mulig deltakere fra byggherre-, entreprenør- og konsulentsiden vil være interessert i å delta aktivt også ved det videre prosjektarbeid.

REFERANSER

Delrapporter fra prosjekt "Undersjøiske tunneler":

Delprosjekt 1 - Forundersøkelser og driving.
Delrapport 1.1: STF36 A87021, Vardø-tunnelen.
Delrapport 1.2: STF36 A87053, Karmøy-Kårstø-tunnelene.
Delrapport 1.3: STF36 A87062, Hjartøy-tunnelen.
Delrapport 1.4: STF36 A87073, Frierfjorden og Vollsfjorden.
Delrapport 1.5: STF36 A87103, Ålesund-tunnelene.
Delrapport 1.6: STF36 A87121, SRV - Slemmestad.
Delrapport 1.7: STF36 A87115, Sluttrapport.

Delprosjekt 2 - Sikringsmidler.
Delrapport 2.1: STF65 A87047, Vardø-tunnelen.
Delrapport 2.2: STF65 A87041, Karmøy-Kårstø-tunnelene.
Delrapport 2.3: STF65 A88002, Sluttrapport.

UNDERJORDSBRYTING PÅ STJERNØY

Underground mining at Stjernøy

Ing. Sigbjørn Solli
Elkem Nefelin a/s, 9543 Stjernsund

Siv.ing. Svein Erik Bull
Elkem Nefelin a/s, 9543 Stjernsund

SAMMENDRAG

Elkem Nefelin a/s er en av få nefelinsyenitt produsenter i verden. Produksjonen foregår på Stjernøy i Altafjorden.

Områdets geologi omtales. Brytningsmetoden kan benevnes som modifisert underjords skivepallebryting.

Bergartens holdfasthetsegenskaper er gode. De åpne strosser er 315 m. høye. Dette øker med 50 m. hvert tredje år. Ved detaljerte bergmekanikkundersøkelser har en på en kontrollert, sikker måte utvidet skivebredden fra 18 til 25 m.

25 % av produksjonen kommer fra tilredningsarbeider. Resten fra skivepallbrytingen.

Moderne maskiner brukes til boring, ladding, rensking, lasting, knusing og transport.

15 gruvearbeidere har en produksjonskapasitet på 500.000 tonn rågods, nedknust i to trinn.

Produksjonskostnadene er ca. kr. 20,- eksklusive kapitalkostnader.

SUMMARY

Elkem Nefelin a/s operates one of the few nepheline syenite mines in the world on an island in the Norwegian arctic.

The geology of the mining area are discussed. Ore blasting is by trackless mining underground, and the ore is extracted in large blocks.

The ground is good and virtually, no support is required. The open stopes are 315 m. high, this increase with 50 m. every third year. By carefully measuring the rock stresses in the mine, the span of the drifts has been increased in a safe and controlled way from 18 to 25 m.

About 25 % of the production comes from development and the rest from the sublevel stoping system.

Modern, heavy equipment is used for drilling, blasting, loading, crushing and transport.

15 miners have an annual production capasity of about 500 000 tons ore, crushed down in two stages.

The total production cost delivering ÷30 mm. material to the processing plant is about US$ 3 pr.ton, capital costs excluded.

GENERELT

Økende bruk av nefelinsyenitt som råmateriale i canadisk og amerikansk glass- og keramisk industri var årsaken til leting etter nefelinsyenitt i Norge mellom 1950 og 1960.

Fig. 1. Elkem Nefelińs beliggenhet

Forekomsten på Stjernøy (fig.1) ble oppdaget i 1959, og produksjonen startet fra et lite forsøksanlegg i 1961 med en årskapasitet på 15000 tonn.
Produksjonen har blitt gradvis utvidet til dagens kapasitet på 270000 tonn salgsvare.

Elkem Nefelin a/s har ca. 115 ansatte på Stjernøy og 15 i Oslo. Selskapets egen båt "Nefelin IV" transporterer de ansatte tur - retur Alta - Stjernøy.
Produksjonen er helkontinuerlig.

Nefelinsyenitt brukes hovedsakelig i glass- og keramikkindustri. Tre forskjellige produkter produseres; glass kvalitet, amber kvalitet og keramisk kvalitet. Alle produktene kommer fra samme bergart, men varierer m.h.p. kjemi og kornstørrelse. Prosessavdelingen oppnår 65 % salgsprodukter av rågodset.

GEOLOGI

Nefelinsyenitt er en kvartsfri, krystallinsk bergart som består av pertitt (kalifeltspat med plagioklas inneslutninger) og nefelin i forhold 2 : 1. I tillegg er det 10 % andre mineraler hvor megnetitt, biotitt, hornblende, kalkspat og titanitt er de vanligste.

Forekomsten ligger innenfor den kaledonske bergartsprovins og har sitt utgående 250 - 700 m. over havets nivå. På overflaten er forekomsten linseformet, 1700 m. lang med maksimal mektighet på 300 m. Forekomsten er steiltstående. Undersøkelser under jord viser lignende areal. Dette tilsier reserver på 300 mill. tonn over havets nivå. Det er utbrutt 7 mill. tonn siden 1961.

UNDERJORDS GRUVEDRIFT

Generell beskrivelse.

Gruvens åpning har de siste år blitt senket fra nivå 110 via nivå 70 til dagens åpning 4 m. over havets nivå. Dette nivået er gruvens laveste.

Fig. 2 viser et langsgående vertikalt snitt av gruva. Fra gruveåpningen fører 2,5 km. ort (spiralort og horisontalort) til knusestasjonen. Tilsvarende system med spiralort gir adgang til de overliggende brytningsnivå.

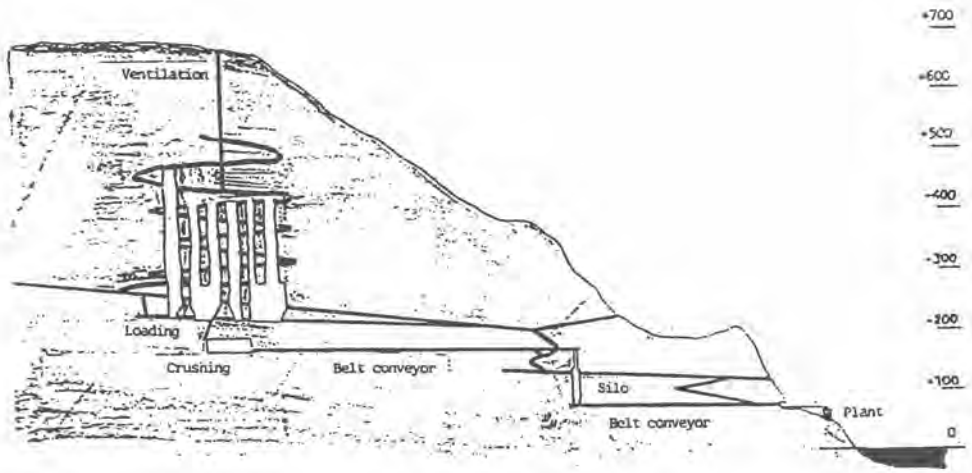


Fig. 2. Langsgående vertikalsnitt av gruva.

Produksjonen foregår pr. oktober 1988 delvis fra nivå 465 og delvis fra nivå 515, d.v.s. henholdsvis 465 og 515 meter over havets nivå. Fra produksjonsnivået bores det 45 m. lange vertikale hull til de underliggende åpne strosser (brytningsrom). De enkelte brytningsrom er adskilt med 15 m. brede pillarer.
De utsprengte masser faller ned til et sentralt lastenivå 200 meter over havets nivå. Mellom 20000 og 30000 tonn sprenges ut i hver salve.

Cat 980 hjullaster laster og transporterer massene til en styrtsjakt over knusestasjonen i fjellet.

En ventilasjonssjakt er utdrevet sentralt i forekomsten. Den tilknyttes hvert nye produksjonsnivå, noe som medfører flytting av hovedviftene hvert tredje år. Viftekapasiteten er 220 000 m^3/h.

Mekanisk vedlikehold foregår i verksted under jord.

15 mann arbeider 5 formiddagsskift og 4 ettermiddagsskift pr. uke. (7 - 8 mann pr. skift):

Produksjonskapasiteten er ca. 500 000 tonn pr. år eller 150 tonn pr. mannsskift.

Tilredning

Fig. 3 viser horisontalsnitt av et produksjonsnivå i gruva.

Spiralorten som leder til skivenivået drives med et stigningsforhold 1 : 8. Tverrsnittet er 30 m^2. Skivene er tverrgående i forhold til bergartens strøk. Adkomstorta blir drevet i forekomstens liggside og skivene åpnes med et tverrslag mot forekomstens hengside.
En utnytter ikke hele forekomstens bredde da nefelinsyenitten på liggsiden har et for høyt CaO innhold.

Adkomstorten utgjør imidlertid en svært liten andel av total utdrevet tonnage og forutsatt jevn innblanding med "heng side" nefelinsyenitt skaper dette ikke problemer for prosessavdelingen. Dette medfører at all oppfaringsmasser kan brukes i produksjonen uten at nyttbare reserver bindes i de permanente adkomstorter.

Et typisk tverrslag er ca. 140 m. langt og gir adkomst til to 50 m. lange skiver adskilt av en 25 m. bred strøkpillar. Skivedelen av tverrslaget åpnes til en toppskive 6 m. høy, 25 m. bred og 50 m. lang. På hengsiden av hver skive åpnes en stigort med langhullsboring (45 m.) til underliggend utdrevne brytningsrom.

Skivene på hvert nivå er adskilt med 15 m. brede pillarer. Fig. 3 viser et typisk produksjonsnivå med 12 skiver. Et slikt nivå produserer 1,5 mill.tonn malm forutsatt 45 meter mellom hovednivåene.

Tilredningsboringen foregår med en Strømnes DC 252 elektrisk hydraulisk to boms rigg utstyrt med en lydisolert hytte. Det bores brennkutt (2 hull á 76 mm.) og 53 hull på 48 mm. over et tverrsnitt på 30 m^2.
Ved 4 m. lange borehull oppnåes en fremdrift på 3,7 m. pr. salve. ANFO blir benyttet til sprengstoff. Til salveinitiator blir halvsekund tennere og en dynamittpatron pr. hull brukt. Rørladning brukes i periferihullene for å redusere renskingen til et minimum.
Ladningen av ANFO er mekanisert ved bruk av hjulgående kjøretøy, NORMET PK 3000 med en 750 l. trykktank og en palttform koplet på en teleskopbom.
Åpningsstigorten brukes som transportvei for tilredningsmassene.
Hjullaster Cat 980B brukes til å laste og transportere utsprengte masser til stigortene. Dersom transportavstanden er lenger enn 150 m. brukes Kiruna Truck K250 til transport.
25 % av produksjonen kommer fra tilredningsarbeidene.

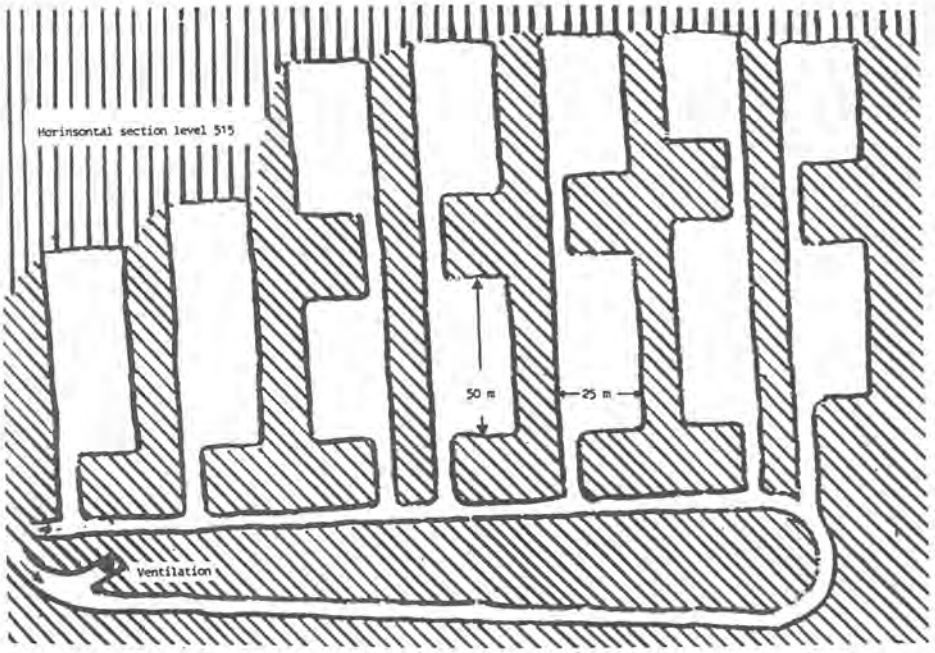


Fig. 3. Horisontalsnitt av produksjonsnivå.

Skivepallbryting.

Skivepallbryting starter med å åpne stigorten til full skivebredde. Produksjonsboringen er 45 m. vertikalt nedadrettede hull. Skiveavstanden har blitt gradvis utvidet fra 30 til 45 m. i løpet av de siste 10 år.

Inntil 1985 ble produksjonsboringen utført med en to boms Gardner Denver Fan Drill. Bormønstret var 2,5 m. kvadrat og en boret 62 mm. hull.

I 1980 begynte vi å se etter en mer moderne elektrohydraulisk rigg. Våre krav til lav bomhøyde, stor nøyaktighet vedrørende hullavvik, mekanisert stangskjøting for minst 50 m. lengde og lydisolert hytte var imidlertid vanskelig å imøtekomme.
Et nært samarbeid med Tamrock førte til vår Tamrock Mono H 808 RS i 1985.
Produksjonskapasiteten er 80 % høyere enn tidligere. I tillegg til produksjonsboring brukes samme rigg til boring av åpningsstigortene.

Borstengene er 3 m. lang og kapasiteten 150 m. 76 mm. hull pr. skift eller 3500 tonn. Støynivået i hytta under boring er 80 db (A). Bormønstret er kvadratisk, 3 m. mellom hullene. Hullene laddes med ANFO. Forbruket er 0,16 kg. pr. tonn utsprengt.
Vi bruker to NONEL tennere pr. hull.

Lasting, knusing og transport.

En Cat 980 C hjullaster med 4 m^3 skuffe laster de utsprengte massene fra tappninger på 200 m. nivået til en vertikal sjakt over knusestasjonen. Gjennomsnittlig transportlengde er 70 - 80 m.
Knusestasjonen ligger rett under lastenivået.
Nedknusingen foregår i to trinn til max 30 mm. størrelse.
De knuste masser transporteres 500 m. til en råsprengt silo. Knusekapasiteten er ca. 250 tonn pr. time.
Fig. 4 viser et vertikalt snitt av produksjonsnivå, lastenivå og knusestasjon.

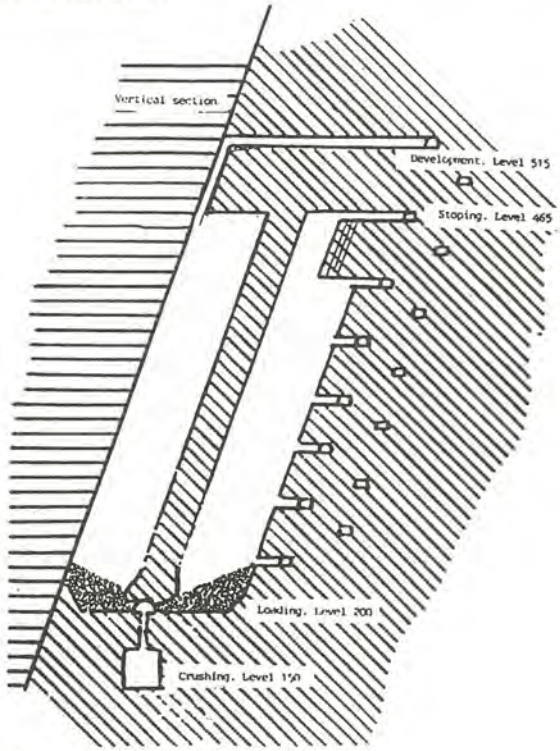


Fig.4. Vertikal tverrsnitt i gruve.

BERGMEKANIKK

Bergmekanikkundersøkelser har blitt utført regelmessig siden 1973. Det er et godt verktøy for å kunne optimalisere dimensjonering av brytningsrom og pillarer. Bergmekanikkgruppen ved SINTEF har målt bergspenninger i tak og pillarer i brytningsrom for hvert nytt hovednivå i gruva.

Bergspenningene i taket er stabilt som tabell I viser og indikerer en solid forspenning av det umiddelbare taket. Spenningsmålingene i pillarene viser kraftig reduksjon etter som vi beveger oss oppover i gruva og stemmer godt med teoretiske verdier basert på beregninger av tyngden til overliggende masser (tabell II).

Nivå	Største hovedspenning	Minste hovedspenning
308	11 MPa	9 MPa
340	9 MPa	3 MPa
380	8 MPa	5 MPa
420	10 MPa	5 MPa
465	9 MPa	5 MPa
515	5 MPa	3 MPa

Tabell 1. Spenningsmåling i taket på forskjellige nivå.

Nivå	Max målt spenning
308	36 MPa
340	28 MPa
380	19 Mpa
420	17 MPa
465	15 MPa
515	22 MPa

Tabell 2. Spenningsmålinger i pillarer på forskjellige nivå.

Eventuelle forskyvninger i pillarene måles kontinuerlig ved borhullsekstensometre i diamantborehull i pillarene. Ved å måle forskyvninger kan nødvendige tiltak igangsettes dersom målingene viser betydelige forskyvninger.

På grunnlag av disse undersøkelser har vi vært istand til å øke skivebredden på en kontrollert måte fra 18 til 25 meter.
Målingene har også vist at det til tider er nødvendig å sette igjen horisontale pillarer.

De mekaniske egenskapene til nefelinsyenitten er gode. Gjennomsnittlig elastisitetsmodul er mellom 60 og 80 GPa og trykkfastheten mellom 120 og 210 MPa.

PRODUKSJONSKOSTNADER

Gruvekostnadene er ca. kr. 20,- pr. tonn nedknust til -30 mm., eksklusive kapitalkostnader.
Skivebrytningskostnadene utgjør 45 %, tilredning 40 % og knusing - beltetransport 15 %.
Kostnadene pr. 30 m^2 ort er noe over kr. 3000 pr. meter, 4 m^2 stigort kr. 3000 pr. m. og det koster oss kr. 400 pr. m^2 utstrosset topp skive (6 m. høyde).

KONKLUSJON

Elkem Nefelin a/s har meget gode erfaringer med underjords gruvedrift i stor skala. En hovedårsak er stadig økende mekaniseringsgrad. Hver maskin er enmanns betjent.

Like viktig som mekanisering er gode samarbeidsforhold mellom ledelse, arbeidsformenn og gruvearbeidere.
Vår erfaring tilsier et fastlønnssystem forutsatt at brytningssystemet er effektivt. Vi har ingen bonuslønn. Alle med 6 års ansiennitet tjener likt uansett arbeid. Vi har tro på en allsidig arbeidsstyrke. Dette medfører fleksibilitet, varierende oppgaver for arbeiderne og forenkling av administrasjonen.

Brytningsmetoden til Elkem Nefelin a/s vil være ideell i forbindelse med utspregning av høye lagerhaller o.l. i fjell, og er sannsynligvis brukt for lite av entreprenørene.

Elkem Nefelin a/s ser fremtiden lyst i møte. Dette p.g.a. store reserver, mekanisert gruvedrift, dyktig og stabil arbeidskraft sammen med en økende etterspørsel etter nefelinsyenitt fra glass og keramisk industri.

BORING AV HORISONTALE TUNNELAR MED SIGORTSMASKIN.

RAISEBORER USED FOR BORING OF HORIZONTAL TUNNELS.

Siv. ing. Lars Skålnes
Aker Entreprenør A/S

SAMMENDRAG.

I dei siste åra har bruken av stigortsmaskinen gått mot stadig flatare sjakter. Nå er vi kommen dit at den blir brukt til boring av så og seia horisontale tunnelar.

Eit anna trekk ved utviklinga er at det blir bora stadig lengre sjakter / tunnelar. Dette gjer at ein må konsentrera seg stadig meir om dei faktorane som påverkar avviket. Avviket på pilotholet er den enkeltfaktor som begrensar borelengda.

SUMMARY.

During the last years Raise Boring Machines has been used for drilling of horizontal tunnels. The length of the longest tunnel drilled by Aker Entreprenør A/S is 685 meters. When boring such long tunnels it is of great importanc to control the deviation. To day we have no equipment to control and correct the deviation of the pilot hole in a successfull way.

The possibillity of drilling straight pilot holes will increase the excisting raiseboring market.

1. INNLEDNING.

På Fjellsprengningskonferansen i fjor presenterte sivilingeniør Gunder Holmstvedt eit nytt konsept for boring av lange styrte hull, PIODRILL konseptet. Prosjektet bygde på erfaringar frå brønnboringar innan oljeindustrien.

I det følgande vil eg presentera ein metode for boring av tunnelar med lite tverrsnitt som bygger på tradisjonell sjaktboringsteknikk. Faktisk er det det samme utstyret som blir brukt.

Aker Entreprenør har totalt bora ca. 12.500 m med sjakter i diameter frå 1,0 meter til 4,2 meter. Ein del av disse "sjaktene" har imidlertid hatt så liten vinkel med horisontalen (min. 6 grader) at dei må helst betegnast som småkvadrat tunnelar.

2. BORUTSTYRET.

I prinsipp kan ein dela utstyret inn i tre hovedkomponentar:

- maskindelen
- borstrengen
- borkrona

Dei tre delene må vara nøye tilpassa til kvarandre. Har ein valgt maksimal diameter for dei kronene ein ønsker å benytta må borstrengen og maskinen tilpassast deretter. Underdimensjonering av ein av delene vil i beste fall gi dårlig økonomi.

Aker Entreprenør har etter ein vurdering av marked og økonomi satt maksimal kronediameter til 2,44 m (8 fot). Det blir brukt ein 10" borstreng og tilsvarande 11" stabilisatorar og pilotkroner.

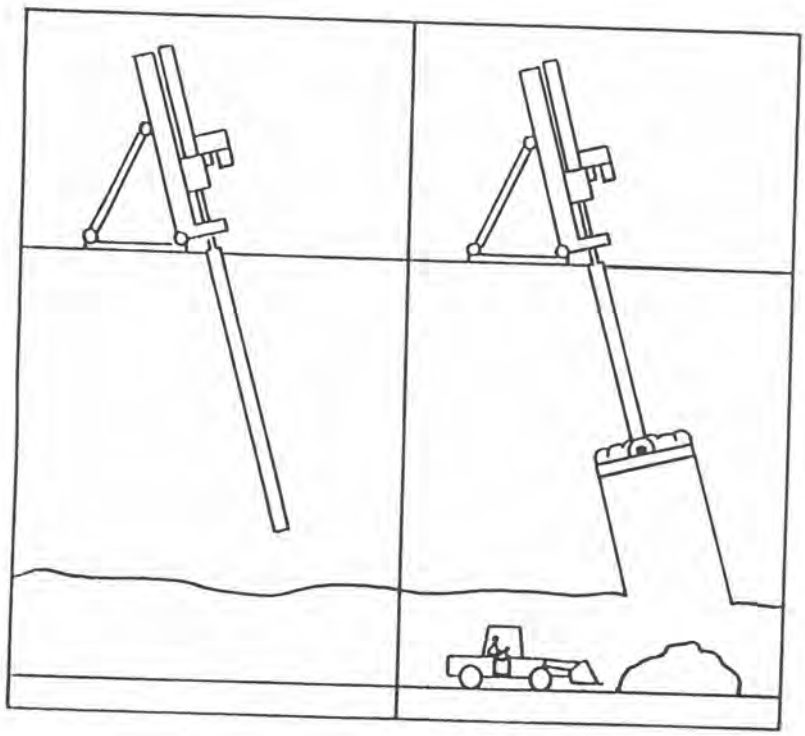
Diameteren på opprømmingskronene varierar i sprang på ca. 30 cm, frå 0,60 m til 2,44 m.

Utstyret består av komponentar som er lett handterlige og transportable med vanlig utstyr. Med litt ekstra arbeid kan utstyret demonterast slik at tyngste komponent blir mindre enn tre tonn. Det er då mulig å transportera det med helikopter.

3. PRINSIPPET FOR BORINGA.

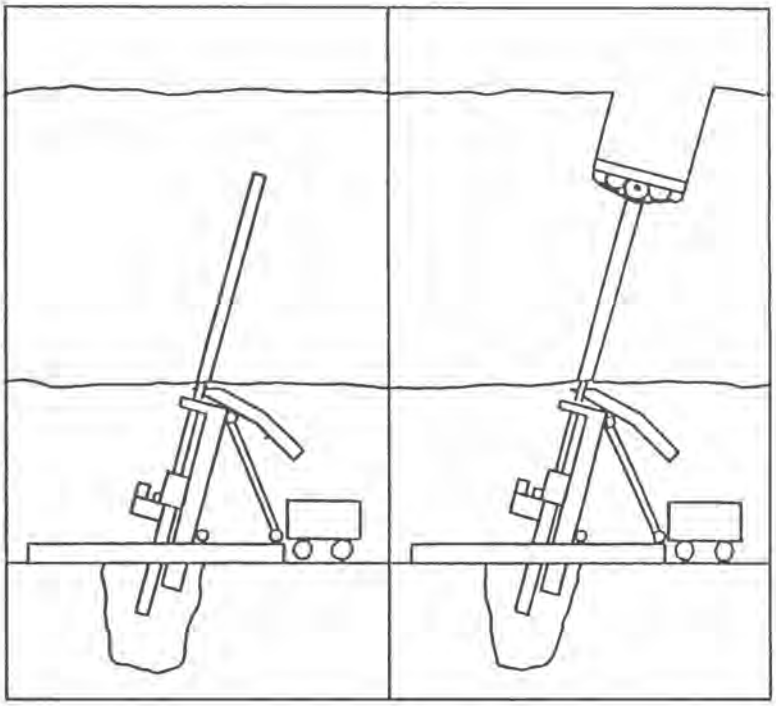
Prinsippet for dei vanligaste boremetodane er vist på skisse nr. 1.

Først blir det bora eit 11" pilothol ned, pilotkrona og nokre av stabilisatorane blir så tatt av og opprømmingskrona blir så satt på. Opprømminga av sjakta eller tunnelen skjer altså i retning mot maskinen. I dei aller fleste tilfelle blir piloten bora nedover i ein vinkel mellom 45 og 90 grader og opprømminga skjer oppover.



SKISSE 7.1. SJAKTBORING ETTER METODEN PILOT NED RØMMING OPP.

Med den maskinen som Aker Entreprenør har er det imidlertid mulig å bora den motsatte veien også. Ein snur da maskina opp ned og borar piloten opp og rømmer opp nedover.



SKISSE 7.2. SJAKTBORING ETTER METODEN PILOT OPP RØMMING NED.

Maskina blir montert opp på ei slett betongplate og bolta fast til fjell. Fundamentet er vanligvis horisontal, men for å bora i maskina sine dødvinklar kan det vara aktuelt å ha eit fundament med helning.

4. BORING AV LANGE HOL. FAKTORAR SOM PÅVIRKAR BORAVVIKET.

Ved boring av lange hol er det vesentlig at ein begrensar boravviket eller korrigerar for det. Ved boring med sjaktmaskin her til lands er det, etter det eg kjenner til, ikkje benytta styrt boring.
Det som blir gjort er å ta hensyn til dei faktorar som er årsak til avviket og å redusera virkningen av disse faktorane.

Dei viktigaste årsakene til boravvik er:

- lagdeling og vekslande hardhet i fjellet
- tilstanden til borutstyret
- borstrengen sin oppførsel i borholet
- ansett og påhoggsfeil

Fjellet sin lagdeling og egenskaper ellers er det lite å gjera med. Det kan i sjeldne tilfelle vara aktuelt å injisera før ein borar piloten.

Når det gjeld dei andre årsakene til boravvik er det fleire faktorar som kan påvirka dei:

- personellet sin kunnskap og erfaring
- kontroll med boringa
- erfaringar frå samme området
- lengde og diameter på stabilisatorpakken
- presisjon ved påhogg
- matekraft og rotasjonshastighet
- vedlikeholdet av maskinen

Det er ingen tilfeldighet at kvalifikasjonane til menneska som arbeider med boringa er øverst på lista. Det kunne for så vidt vore nok å sett opp berre denne eine faktoren. Dei andre faktorane er fullstendig avhengig av denne første. Likevel er det sjeldan at den blir nevnt når boravvik blir diskutert.

Det er operatøren på maskina som kontrollerar boringa og som vedlikeheld bormaskinen, det er han som styrer matekraft og rotasjonshastighet.
Kort sagt: ein kan ha tilgang til topp utstyr men ved feil bruk blir resultatet dårlig.

Kontroll med boringa kan utførast etter fleire metodar. Den enklaste metoden går ut på å bestemma høgden på pilotkrona med hjelp av trykkmålingar. Her får ein alså kun kontroll på høgda og ingenting anna.

Meir avanserte målingar for koordinatbestemmelse av pilotkrona kan utførast med forskjellige målingsinstrument. Nokre typar kan ein bruka medan borstrengen er i borholet medan andre kun kan brukast etter at borstrengen er fjerna.

Desse målemetodane er desverre ikkje heilt pålitelige og det har fleire gonger forekomme at dei har gitt feil resultat. Eit anna minus med dei er at dei er såpass kostbare og tidkrevande at det i dei fleste tilfelle er bedre å bora holet igjennom utan kontroll og heller ta sjansen på å bora eit nytt pilothol dersom avviket skulle bli for stort.

Alternativet til dette er å planlegga med eit avvik og heller korrigera tilstøtande konstruksjonar om nødvendig, I mange tilfelle er dette eit svært godt alternativ.

Bora sjakter for vannkraftverk, vann og kloakk anlegg og liknande munnar svært ofte ut i ein greintunnel til sjølve hovedtunnelen. I slike tilfelle er det furnuftig å bora piloten først, så måla han nøyaktig inn og til sist driva greintunnellen. Denne metoden er nytta blant anna ved ei sjakt på 380 meter ved Jostedalsanlegget.

Endå enklare burde det vara å planlegga kabelsjakter, vassleidningar og liknande slik at ein enkelt kan tilpassa resten av konstruksjonen til eit eventuelt boravvik i den eine enden.

Fordelen med den enkle og relativt billige kontrollmetoden som Aker Entreprenør brukar for lange småkvadrats tunnelar er at ein ganske snart greier å tilpassa rotasjon og mating til fjellkvaliteten. Sjøl om ein ikkje har kontroll med anna enn høgdeavviket har ein likevel redusert det aktuelle treffområdet betraktelig.

Dessutan får ein eit redusert sideavvik i og med at ein får ein bedre tilpassing mellom rotasjon og mating og egenskapane til fjellet.

Korleis skal vi så korrigera for boravvik? Det finst vel berre ein metode i bruk i dag og det er å bora nytt pilothol.

Det foregår imidlertid eit intenst utviklingsarbeide på dette området i dag. Og så vidt vi kjenner til har det lykkast for eit tysk firma å utvikla ein praktisk styreinretning som kan brukast for loddsjakter. Denne kan vi anta kjem på markedet i løpet av eit par år. Det er også håp om at metoden kan utviklast vidare til også å kunna brukast ved alle typer boring med sjaktmaskiner.

5. HAUKVIK KRAFT A/S : 685 M OG 550 M TUNNEL.

Frå oktober 1986 til mai 1987 bora Aker Entreprenør to tunnelar for Haukvik Kraft A/S utanfor Trondheim.

Tunneldata	Tunnel I	Tunnel II
Lengde	685 m	550 m
Diameter	1,06 m	1,35 m
Fall	6 g	10,5 g
Byggetid	4 mnd.	3,5 mnd.

Lengdesnitt er vist på figur 7.3.

Pilotholet for den første tunnelen vart bora frå midten av oktober til begynnelsen av desember. Grunnen til den lange bortida var to pilotkronehavarier der metall frå krona vart liggande att i borholet. Det siste havariet var berre 15 meter frå gjennomslag.

På dei sju arbeidsdagane som var igjen før juleferien blei 145 m av tunnelen rømma opp. Den neste seksjonen på 315 m blei rømma opp på ti dagar. Kutterane blei så skifta og dei siste 225 m blei bora på fem dagar. Det siste gir ei dagsinndrift på 45 meter.

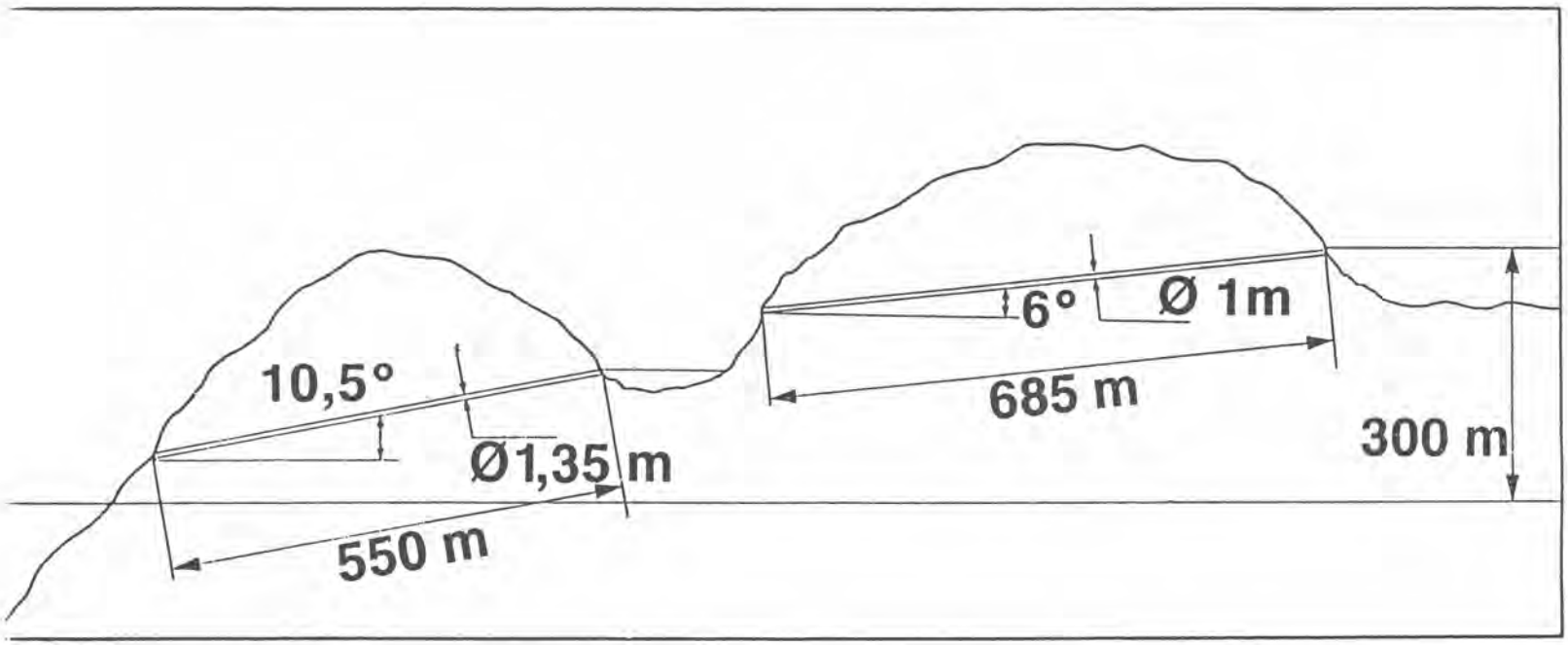
På det beste blei eit borrøyr (1,52 m) trekt opp på 18 min.

Det vertikale avviket som var av stor betydning her blei målt til 60 cm. Het horisontale avviket var betydelig men blei ikkje målt da det låg godt innanfor det som var akseptabelt.

Avviket ved denne type boring blir vanligvis større enn ved boring av loddsjakter.

Av erfaringar som blei gjort her kan nevnast at slitasjen på borutrustningen var større enn ved tradisjonell sjaktboring. Slitasjen på pereferikutterane var kring det doble av normalt. Stabilisatorane var også utsatt for større slitasje enn normalt.

Behovet for spylevatn under opprømminga var stort. Det er ønskelig at ein har frå 1.000 til 1.500 liter pr. min. til rådighet for liknande boringar.



SKISSE 7.3. SNITT TUNNELAR HAUKVIK KRAFT

6. DALE II: KABELSJAKT 270 M.

Vinteren 1988 bora Aker Entreprenør ei kabelsjakt for Bergenshalvøens Kommunale Kraftselskap ved Dale II.

Lengde	269 m
Diameter	2,10 m
Fall	17 g
Bergart	Gneis
Start rigg	06.01.88
Gjennomslag	10.03.88
Timeverk tot.	1.000 tv.

Størstedelen av tida blei det kun arbeidt på eit skift.

"Blinken" ein hadde å bora mot var stuffen i ein tunnel med bredde 4,0 m og høgde 4,5 m. Det vil sei at med eit sideavvik på over 2,0 m eller eit høgdeavvik på over 2,25 m ville ein måtta til å leita etter pilotholet eller bora nytt. Kostnadene er i begge tilfelle betydelige.

Det blei blink! Avviket var ubetydelig og blei målt til 1,50 m noko som tilsvarar 0,6 %.

Slitasjen av periferikutterane var i dette tilfellet langt mindre enn for tunnelane som blei bora for Haukvik Kraft. Behovet for spylevatn var også adskillig lågare når ein tek hensyn til auken i diameteren.

7.KONKLUSJON.

I dag finnes utstyret for å kunna bora tunnelar opp til 1000 m. Mangelen på eit praktisk og økonomisk retningskorrigerings system begrensar imidlertid anvendelsesområdet ein del.

Metoden har etter mi meining eit langt større anvendelsesområde enn i dag. Her kan nevnast borhol for vann og kloakk, for kablar av forskjellige typar og for ventilasjon.

I staden for å sprenge grøfter rundt kan det ofte bli billigare å bore tvers i gjennom. For framtidig vedlikehold er det i alle fall ein stor fordel å ha ein liten tunnel i staden for ei grøft.

Eg vil tru at innan få år har utviklinga av denne typen borutstyr gitt oss ein praktisk og økonomisk metode for styring av boringa, enten sjaktboringsmaskinen blir brukt til sjakt eller tunnelboring.

Referansar:

Prosjektrapport 1 - 81. Universitetet i Trondheim, Norges Tekniske Høgskole, Institutt for Anleggsdrift.

Nytt borkonsept for lange styrte hull.
siv. ing. Gunder Holmstvedt og Dr. ing. Sigbjørn Stangesland
Fjellsprengningskonferansen 1987.

Tamrock News 2/1987: Astrup Høyer's record with the RHINO.

SJAKTBORING PÅ STURE
DRILLED SHAFTS AT STURE

Siv.ing. Nils Midtlien, Ingeniør A.B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

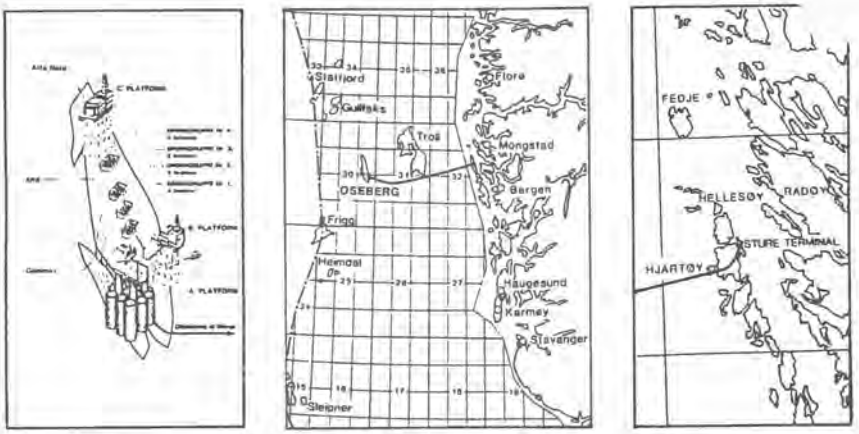
Lagerhallene på Sture har et samlet lagringsvolum på omlag 720.000 m3 råolje. Fire av hallene er lagerhaller, den femte er for ballastvann. Hallene har en spennvidde på 19 m, en høyde på 33 m og en lengde på 314 m. Totalt er det sprengt ut 1.100.000 m3 fjell.
Eneste kommunikasjonsvei til hallene i driftsfasen er via 45 borede sjakter. Sjaktene er boret fra dagen med en pilot og så boret opp til aktuell diameter. I alle sjaktene er det støpt inn foringsrør.

SUMMARY

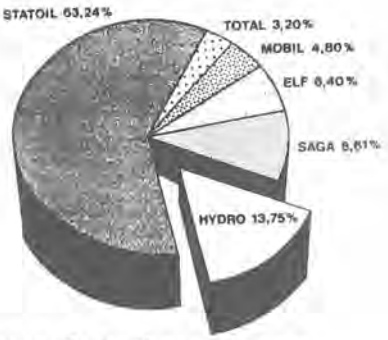
The storage caverns at Sture are designed to hold 720.000 m3 of crude oil. Four of the caverns are designed to store crude oil. A fifth cavern is designed to receive ballast-, oil contaminated leakage- and surface water.
Cavern dimensions are 19 m wide, by 33 m heigh and 314 m in length. Total volume of excavated rock was 1.100.000 m3.
With the construction period finished, the only way to communicate with the caverns is through the 45 drilled shafts. The shafts are drilled by using raise boring machines from above ground. Into all of the shafts, steel or GRE-linings are grouted using concrete.

RÅOLJE I FJELL

Byggherre:	Norsk Hydro Produksjon a.s på vegne av eierne av Oseberg Transport System.
Entreprenør:	Selmer Furuholmen Anlegg A/S, med Entreprenørservice A/S som underentreprenør for sjaktboringen.
Konsulent:	NPC Civil A/S
Kontraktssum:	Ca. 210 mill. 1985-kroner (opprinnelig kontrakt).



Figur 1 Osebergfeltet med rørledning til Sture



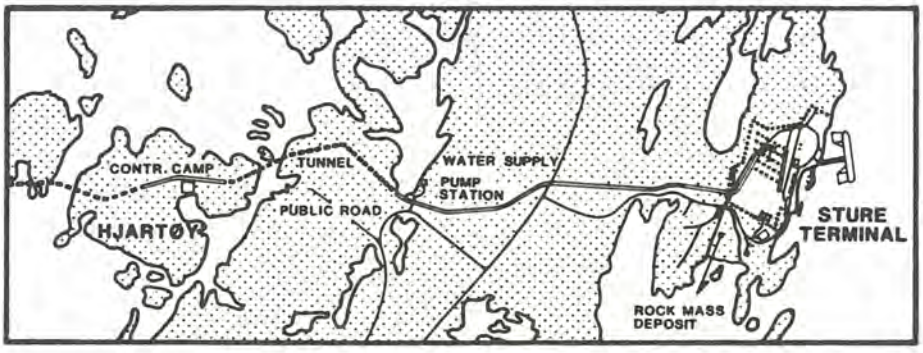
Figur 2 Osebergeierne

1. OSEBERG-FELTET

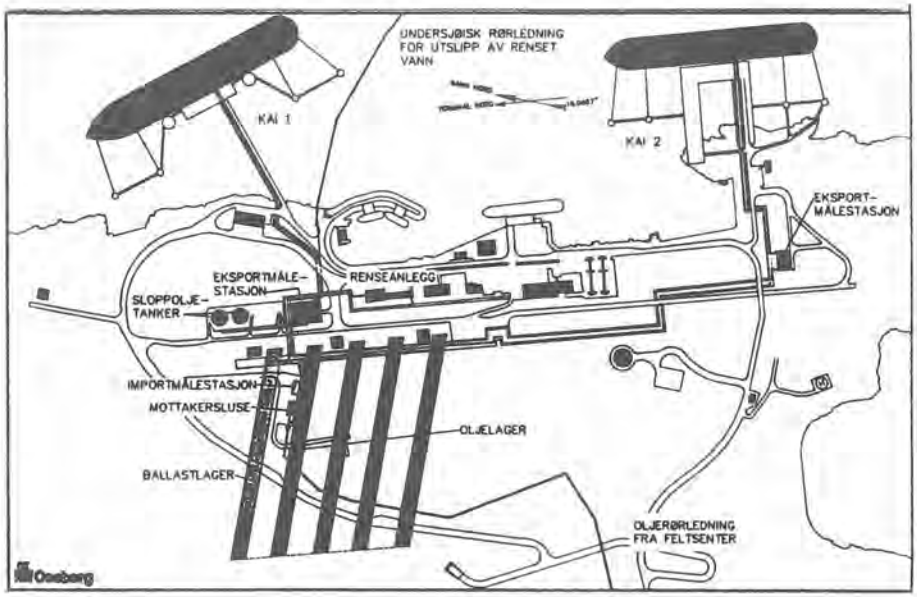
Oseberg-feltet ligger ca. 130 km vest for Bergen. Feltet strekker seg over et ca. 25 km langt og 7 km bredt område på blokkene 30/6 og 30/9. Produksjonsoppstart vil være i slutten av 1988.

Første del av Oseberg-utbyggingen (Fase I) omfatter fire delprosjekter, A-prosjektet (prosess- og hotellplattform), B-prosjektet (boreplattform), T-prosjektet (transportsystem inkl. terminal) og Subsea-prosjektet (2 undervannsbrønner). Fase II-utbyggingen inkluderer en tredje plattform på den nordlige delen av feltet. De samlede investeringer for Oseberg er omlag 42 mrd. 1987-kroner.

Oseberg-rørledningen er den første rørledning for olje som blir lagt til Norge. Ledningen er ca. 115 km lang og krysser Norskerenna på dyp helt ned til 360 meter. Lagerhallene på Sture rommer ca. 720.000 Sm3 råolje, tilsvarende 18 dagers produksjon på Osebergfeltet. Terminalen vil ha kapasitet til å betjene tankskip på inntil 300.000 tonn.



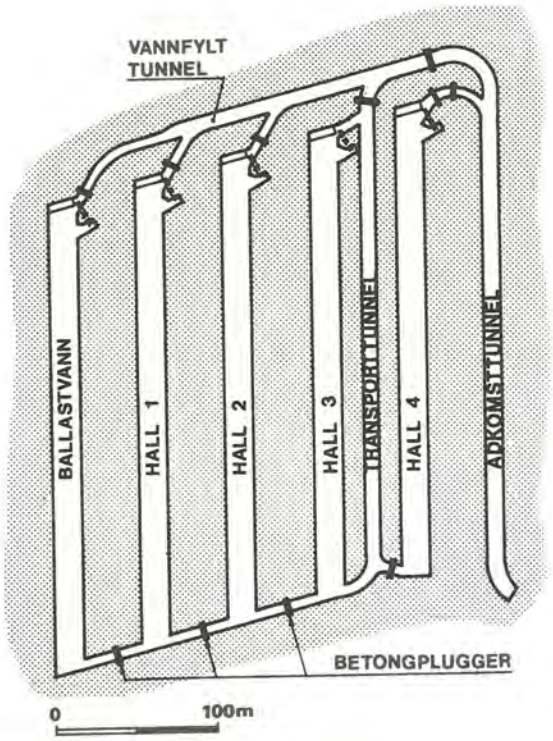
Figur 3 Rørledning over land



Figur 4. Terminalen.

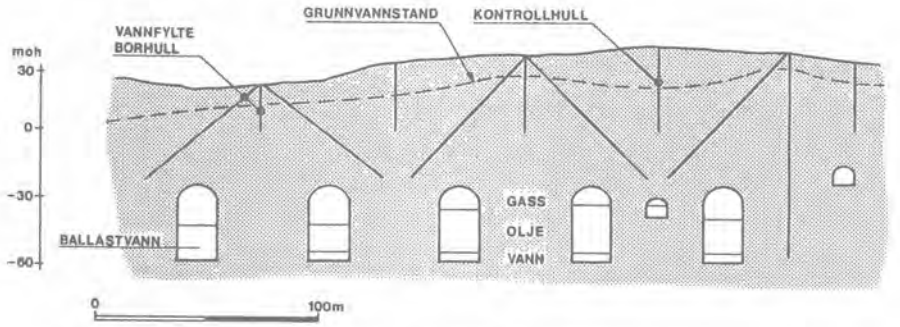
2. FJELLANLEGGET

Fjellanlegget består av 5 haller, hver med 19 meter spennvidde, 33 meter høyde og 314 meter lengde. Teoretisk volum for en hall er 185.000 m3. Fire av hallene er for lagring av råolje, den femte er for å kunne ta imot ballastvann fra tankbåtene. I ballastvannshallen er det sprengt ut et sandfang på 3.000 m3, forøvrig er hallene like. Avstanden mellom hver hall er 39 m. Hallene adskilles som driftsmessig uavhengige enheter ved hjelp av massive betongplugger. Eneste kommunikasjonsvei til hallene vil i driftsfasen være via 9 fullprofilborede sjakter til hver hall, dvs. ialt 45 sjakter.

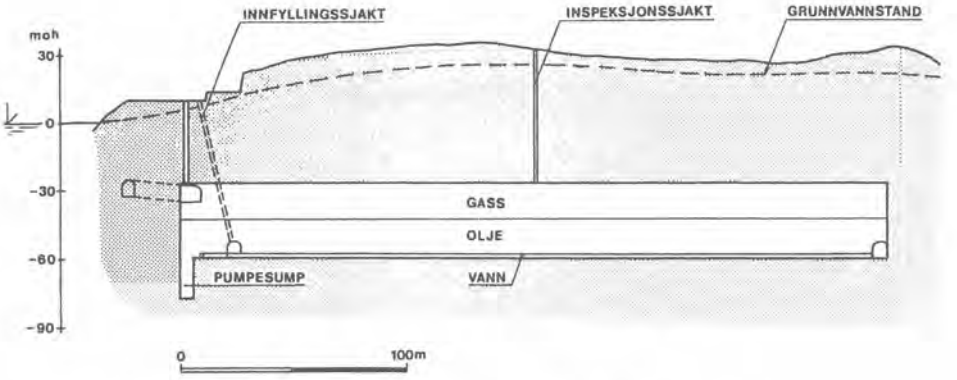


Figur 5. Plan av lagerhaller.

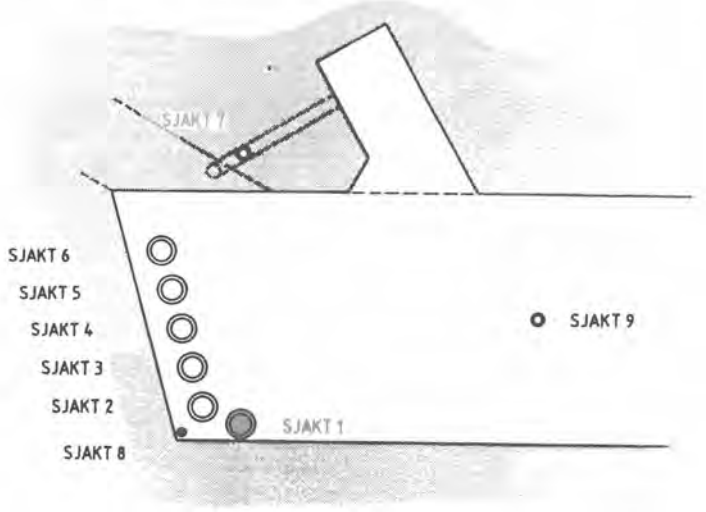
Nede i hallene under sjaktene er det sprengt ut 15 meter dype pumpesumper, med bredde 17 meter og lengde 5 meter. Langs kanten av hver sump er det støpt en terskel for å holde en konstant vannstand som olja vil flyte på.
Sumpen vil i tillegg til å være utpumpingssump for olje, også være oppsamlings- og utpumpingssump for lekkasjevann.
Lekkasjevannet går til et renseanlegg på terminalområdet før det slippes ut i sjøen på dypt vann. Utslippet vil innholde minimalt med hydrokarboner.
Hovedtransportveiene i anlegget i byggefasen, består av tunneler med et tverrsnitt på 75 m2 og en bredde på 10 meter. Grentunneler til hver hall har et tverrsnitt på 41 m2 og en bredde på 6 meter. Tunneldimensjonene er valgt ut fra et driftsmessig behov i byggefasen.



Figur 6. Tverrsnitt av lagerhaller.



Figur 7. Lengdesnitt av lagerhall.



Figur 8. Sjakter til lagerhall.

4. SJAKTER

4.1. Beskrivelse:

I driftsfasen vil eneste kommunikasjonsvei til hallene være via sjakter, som er boret fra dagen. Boringen er utført med en pilot, og deretter boret opp til aktuell diameter. Totalt er det boret 45 sjakter. Hver hall har 8 sjakter i østenden og 1 midt på.

Sjakt	Formål	Boret diam.	Foring	Foring diam.
1 :	Instrumenter	, 2100 mm,	stål	1550 mm.
2-5:	Olje ut	, 2100 mm,	stål	1550 mm.
6 :	Lekkasjevann ut	, 2100 mm,	stål	1550 mm.
7 :	Olje inn	, 1000 mm,	GRE	600 mm.
8 :	Instrumenter	, 600 mm,	stål	250 mm.
9 :	Inspeksjon	, 1000 mm,	stål	800 mm.

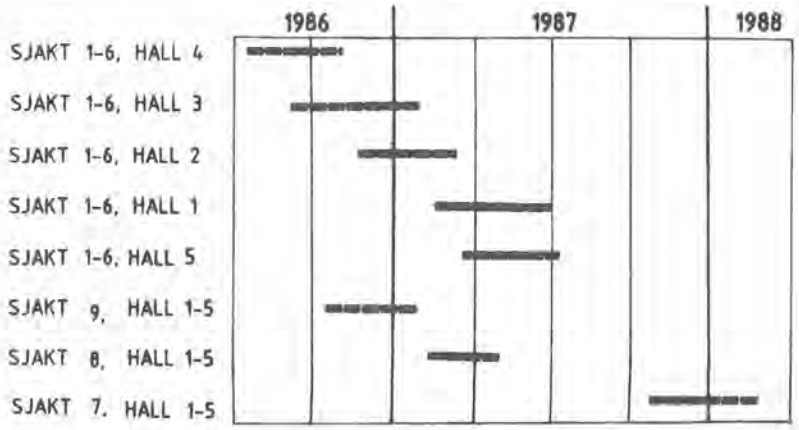
Tabell 4.1. Sjakter
(GRE = glassfiberarmert epoxy).

Sjakter for innfylling av olje er boret med omlag 15^{o} helning ut fra lodd, øvrige sjakter er i lodd.

Inspeksjonssjakt og sjakt for oljeledning inn, har en lengde på omlag 65 meter, de øvrige sjaktene har en lengde på 35 meter. Sjakten for innfyllingsledningen bores ned langs langveggen i hver hall og ned i en nisje ved sålen i hallen. Herfra er oljerøret ført til motsatt ende av hallen i en grøft og avsluttet horisontalt 1,5 m over sålenivået.

4.2. Fremdriftsplan:

Det store boreprogrammet førte til at boringen måtte starte straks en sjaktgruppe var tilgjengelig fra hallsiden og borekapasiteten var tilstede. På grunn av sein tilgjengelighet til de skrå innfyllingssjaktene er boringen utført i to perioder. På grunn av problemer i oppstarten ble en hengende litt etter fremdriftsplanen, dette ble løst ved å sette inn en ekstra borrigg. Skiftordningen for boringen ble også utvidet. Alt dette resulterte i at boringen ble avsluttet omlag 4 uker tidligere enn planlagt. Avhengighet til etterfølgende arbeider krevde denne store innsatsen for å holde tidsplanen på sjaktboringen.



Figur 9. Fremdriftsplan, sjaktboring.

4.3. Boreutstyr:

Maskinene som ble benyttet var:
Robbins 61 R
Dresser 480, - samt Dresser 300
Indau H90

All pilotboring foregikk med 3 stk. styrerør.
Dresser 300 maskinen boret med 9 7/8" krone og 8" borstreng. De øvrige maskinene boret med 11" krone og 10" borstreng.
For de store sjaktene ble det benyttet to typer borkroner, en av type Smith med vortekuttere og en Reed med tallerkenkuttere.
De minste sjaktene ble boret med Smith eller Sandvik kroner med vortekuttere.

4.4. Boring:

Toleransekravet til ansett har vært +/- 30 mm og +/- 100 mm og til retning 0,7% og 1,0% for henholdsvis 7 og 2 sjakter pr. hall. Kravet var satt så strengt, fordi det etter boring skulle monteres foringsrør i lodd i sjaktene. Deretter skal instrumenter og pumper opphenges fritt i foringsrørene.

Pilotboringen med Robbins 61 R, startet opp med en inndrift på 42 cm pr. time, ved 15 tonns matetrykk. Ved 17 tonns trykk økte inndriften til 66 cm pr. time, og ved 23 tonns trykk økte inndriften til kun 78 cm pr. time. Dette var ved 32 omdreininger pr. minutt. Boringen viste også at inndriften økte ved å øke omdreiningstallet, samt betydningen av gode kuttere. Erfaringene førte til at en gikk over til å bore alle pilothull med Dresser 480 maskinen med 44 omdreininger pr. minutt. Ved bruk av helt nye kroner ga dette en inndrift på 150 cm pr. time ved 18 tonns matetrykk.

Boringen av den første piloten våren 1986 fikk en relativt dramatisk start for både byggherre og entreprenør. Etter kun 4 meters boring var det ikke nødvendig med mer matekraft før krona var 11 meter nede. Det viste seg at to 6-8 cm brede leirfylte slepper lå parallelt med et par cm innbyrdes avstand. Etter spyling og gjenstøping av pilothullet ble boringen gjenopptatt. Resultatet var meget bra og det var ingen problemer med opprømmingen. Boravviket var omlag 20 cm på 35 meters sjaktlengde.

Det var ikke problemer med noen av de øvrige pilothullene med unntak av sjakt 9 på en av hallene. Her stoppet inndriften av piloten like før gjennomboring. Det ble valgt å strosse nedenfra. Årsaken til stopp i inndrift ble ikke helt fastslått. Det var utført systematisk bolting av tak i hallen, men påboring av bolt ble ikke bekreftet.

Ved oppboring av de 30 sjaktene med diameter 2,1 m ble det startet med en krone med vortekuttere. Her lå inndriften på omlag 35 cm pr. time. Etter hvert gikk en over til kun å bruke kroner med tallerkenkuttere, en god inndrift lå da på omlag 45 cm pr. time. Under oppboring ble det benyttet det matetrykk den enkelte maskinen kunne gi, maksimalt 180 tonn.

Det ble hele tiden passet nøye på å justere både matekraft og omdreiningshastighet avhengig av fjellforholdene. Boremannskapet, med sin erfaring og registrering under pilotboringen, plukket ut på forhånd soner som krevde mer forsiktig oppboring. Dette for ikke å overbelaste med for eksempel strengbrudd eller hardkjøring av utstyret som resultat.

I tre av sjaktene var det problemer under oppboringen de siste meterene. Det viste seg at steinblokker falt ned mellom kutterene på borkrona, slik at inndriften ble tilnærmet stoppet. Etter et par forsøk med senking av krona og fjerning av stein, kom en rask til den konklusjon at de siste meterne på disse problematiske sjaktene måtte sprenges.

Alle de mindre sjaktene ble oppboret med kroner med vortekuttere. De beste inndriftene lå her på omlag 40 cm pr. time med nye kuttere.

På Sture har det vist seg valg og sammensetning av utstyr avhengig av fjellforhold og jobben forøvrig kan øke den totale produksjonskapasiteten med 20 - 30 %. Det store boreprogrammet ga entreprenøren god mulighet til å teste utstyr og maskiner.

	Sjakt								
	1	2	3	4	5	6	8	9	*
Tillatt avvik	240	240	240	240	240	240	240	650	
Hall 1	36	84	132	29	46	5	58	291	
Hall 2	98	36	126	39	57	62	141	529	
Hall 3	160	100	115	54	166	80	155	312	
Hall 4	49	63	165	241	153	205	202	243	
Hall 5	226	23	39	48	192	28	102	663	

Tabell 4.2. Boreavvik i mm.

* Sjakt 9 er boret med større diameter enn opprinnelig planlagt, større avvik er dermed akseptert.

5. MILJØ OG SIKKERHET VED SJAKTBORING

Det omfattende sjaktboringsprogrammet har krevd at boringen foregikk samtidig med den øvrige driften i anlegget. Den store negative innvirkningen sjaktboringen hadde på luftforholdene i hallene ble forsøkt redusert ved ekstra vanndemping. Vanndempingen var lite effektiv før borkrona var helt inne i sjakta. Da det ble boret med opptil 4 maskiner samtidig ble likevel den samlede forurensingen stor.

Utover ventilasjonsproblematikken har sikkerheten i området under og nær sjaktene vært sterkt fokusert. Syv av sjaktene i hver hall lå like innenfor den eneste adkomsten, da de ble boret. Det viste seg at alt seks ganger falt borkrona ned under opprømming. Med en vekt på omlag 10 tonn, var dette ikke en akseptabel situasjon. Det ble derfor startet et rutinemessig kontrollopplegg av borstrengene. På forhånd kunne en da plukke ut borerør med tegn til svakheter. Vi fikk likevel nedfall av borkrone 2 ganger etter dette, da det oppstod brudd i overgang til henholdsvis maskin og borkrone.

I tillegg til den sikkerhetsmessige risikoen var dette også svært kostbart for underentreprenøren, da det ble mange ukers stillstand på maskinene.

Problemet etter nedfall av borkrone var ofte å få skilt borerør og krone fra hverandre. Det var også stor sjanse for at kroner kunne skades, men det ble ikke påvist skader som følge av nedfall.

6. FORINGSRØR FOR SJAKTER

6.1. Montering av stålforinger:

I de 30 vertikale sjaktene med en diameter på 2,1 meter er det montert og støpt inn stålforinger.
Stålrørene ble fabrikert på verk og transportert til anlegget i hele lengder. Rørene hadde en godstykkelse på 12 mm, diameter på 1,6 m og lengde på omlag 35 m. Hvert rør veide omlag 35 tonn. Montasjearbeidet ble utført meget effektivt av entreprenøren. Boreavviket for hver av sjaktene ble innmålt og størrelsen på 3 avstandsvinger oppe og 3 nede på stålrørene ble beregnet. Avstandsvingenes festebraketter på rørene var nummerert, slik at riktig avstandsvinge kunne skrus på og rørene heises på plass. Før nedfiring ble også injeksjonsslanger montert. Rørene ble montert og justert til korrekt høyde ved hjelp av bolter fra et åk. Åket var lagt over to og to på forhånd støpte betongklosser. Da rørene var gitt riktig orientering, holdt avstandsvingene rørene i riktig posisjon. Avstandsvingene hadde hver 1 cm klaring til den borede fjellflaten. Monteringen av de 30 stålforingene ble utført på omlag 5 dager, mot planlagt 6 uker. God planlegging ga her meget stor økonomisk og tidsmessig gevinst.

6.2. Stålforinger, innstøping:

Stålrørene var tilpasset sjaktlengdene, slik at forskalingen kom et lite stykke opp i sjakta. Dermed forenklet en også problemet med tilpassing mot fjell. Underkantforskalingen ble prefabrikert, og
den ble holdt på plass av wire fra toppen av hvert rør. Underkantforskalingen ble sittende som beskyttelse for rørene til sprengningsarbeidene var avsluttet.

Før sjaktstøpingen startet ble det utført en prøvestøp for å kontrollere betongens egenskaper.
En 3 m lang og 12 cm bred slisse ble satt opp. Prøvestøpingen ble utført med støperør. Vibrator ble ikke benyttet. Resultatet var meget godt, det ble målt omlag 8 cm høydeforskjell etter avforming. Lodding under støping bekreftet også at betongen fløt fint ut.

Betongen ble fra trommelbil ledet over i et trau (Ø 300 mm PEH) til en trakt på toppen av støperøret (Ø 110 mm PEH).
I starten ble det gjort forsøk på å føre betongen kontrollert nedover i støperørene, men det resulterte i propp.

Støperøret ble under støpingen gradvis jekket opp og kappet av. Rørlengdene på omlag 35 meter og kravet til stigehastighet på maksimum 0,5 m pr. time førte til en omlag 70 timer "kontinuerlig" støp.

7. BRUK AV SJAKTENE

Sjaktene er planlagt og bygget for driftsfasen av Stureterminalen, men det har også vært et stort behov for dem gjennom hele anleggeperioden.
I anleggsperioden var de en meget vesentlig del av ventilasjonssystemet. Det vises til innlegg nr. 20 på Fjellsprengningskonferansen 1987.

Etter at alt arbeid i hallene var avsluttet, ble adkomsttunnelen vannfylt. Tunnelen inngår som en del av systemet som er etablert for å vannmette fjellmassivet over og rundt hallene, for dermed å hindre utlekkasje. Det er i alt støpt 5 betongplugger som avgrenser adkomsttunnelen fra hallene. Fjellforholdene rundt pluggene er en del dårligere enn ønsket, og med forekomster av gjennomgående leirslepper.
På bakgrunn av dette ble det besluttet at det skulle inspiseres fra hallsiden etter at adkomsttunnelen var vannfylt. En ville forsikre seg om at det ikke foregikk utvasking av leire og dermed var mulighet for en gradvis økende, ukontrollerbar lekkasje.

Inspeksjonen ble forberedt med klatretau, fra sålen i hallene og opp til grentunnelen hvor pluggene var plassert, før hallene ble avstengt.
Hele operasjonen ble godt planlagt og lagt frem for Arbeidstilsynet. Arbeidstilsynet hadde ingen kommentarer.

En korg ble laget for å kunne fires ned det 65 m lange, Ø 800 mm, stålrøret midt på hver hall og videre 33 m ned. Korgen ble sertifisert sammen med en mobilkran.
For å sikre oppfiringen var stålrøret påsveiset en konus i underkant.
Inspeksjonen ble utført av en fjellklatrer (ingeniør) og en assistent (geolog), samt nødvendig hjelpemannskaper.
Inspeksjonen viste at lekkasjene var små og kunne aksepteres. Total lekkasje fra alle 5 pluggene var omlag 40 liter pr. minutt.

"Boxhole drilling" på Færøerne

Udbygning af vandkraften på Færøerne begyndte i mindre omfang i slutningen af 1920-tallet og begyndelsen af 1930-tallet i h.h.v. Vágur på Suduroy og Klaksvik på Bordoy.

I 1951 byggedes Fossáværket på Streymoy.

Disse værker var udelukkende baseret på naturligt nedbørsområde, og traditionel udbygning med højtliggende lavtrykstunnel fra reservoir til stålrørsledning der førte ned til kraftstationen.

I 1958 blev Fossáværket udvidet ved inddragning af et naboområde ved en afskærende landvandkanal og en overføringstunnel til eksisterende reservoir.

Samtidig blev der planlagt nye anlæg i Vestmanna-området, Myru- og Heyga-værkerne, som allerede fra starten blev planlagt med inddragning af de mulige, rentable tillægsområder baseret på kanalprojekter og samletunneler med tilhørende skakte for nedføring af afskårne elve.

Ved disse projekter blev tunneler og skakte udført med anvendelse af skrabespil, kastlastningsmaskiner og i enkelte tilfælde håndlæsning.

Skaktene blev i begyndelsen udført med skaktopbygningsmetoden,

Senere anvendtes pilothul for ophejsning af bore- og ladestillads, eller parallelhulsboring indtil 30 m, med ladning fra hejsestillads.

Ved genoptagning af vandkraftudbygning i 1980-årene var de til rådighed værende direkte nedbørsarealer relativt små, 6-20 km2 ved Eidi og på Vágar.

Men det var muligt at øge nedbørsarealet ved Eidisværket, fra 6 til 60 km2, hvis man på økonomisk og rationel måde kunne udføre de nødvendige samletunneler med tilhørende skakte, ved Eidisværket ca. 40 km tunnel og 100-200 stk. skakte afhængig af økonomien ved skaktboringer.

Det var klart, at samletunneler og skakte var langt den overvejende del af projektet, og en rationel og billig udførelse var afgørende for projektets gennemførelse.

Det blev besluttet at søge arbejdet gennemført med en TBM-boremaskine og at søge skaktboringen rationaliseret så meget som muligt.

Der blev udarbejdet samlet udbudsmateriale for såvel et totalt TBM-udstyr som et specielt udstyr for skaktboring.

Kravet til skaktboring var, at alle skaktene skulle være med samme diameter, og med længde 5-10 m med max. mulighed 20-25 m.

Mulighed for at tage større vandføring ved de store elve skulle etableres ved boring af flere skakte.

En skakt på ca. 10 m skulle kunne bores på et skift, altså 8-10 timer med til- og frakørsel af maskinen, og uden brug af sidespor eller sideudsprængning.

Hjælpefunktioner i form af afsætning, eventuel forboring samt iboring af støttebolte forudsattes udført før den egentlige skaktboring.

Der var indkaldt tilbud fra to firmaer, hvoraf et tilbud fra "The Robbins Company" var mest fordelagtigt.

Maskinen kan bore fra lodret til $\pm$ 45° i alle retninger.

Ved max. udnyttelse af hældningen er der dog vanskelighed med udnyttelse af "muckshuten".

Maskinens strokelængde er 2' - ca. 61 cm.

Borerørene er som normalt af emnerørstypen med specielle "styrerør" pr. ca. 3 m.

Max. tryk er 35-53 t på borehoved afhængig af reduktionen for borestangsvægt.

Boring. Maskinen kører ind i tunnellen i et samlet sæt, omfattende

1. Vogn med el-hydraulisk kraftoverføringsudstyr.
2. Vogn med borerørslager og udstyr for operation af borerør samt boremaskinen og dennes udstyr for hydraulisk positionering.
3. Mindre vogn med positioneringsfundament og slæde for periferisk positionering og vandskruebolte for positionering i forhold til tunnelaksen.
4. Muck car - Leac - 5m^3 svarende til brudt materiale fra 10 m skakt.
5. Lokomotiv.

Kraftoverføring sker fra TBM-el-systemet via den ene hovedmotors kraftudtag, idet tunnelmaskinens 4 hovedmotorer er så kraftige, at 3 motorer er tilstrækkeligt, og energien fra den ene kan derfor overføres til raise-drillen.

Boretiden for en 10 m skakt er planlagt til 4-5 timers montagetid og 3-4 timers boretid.

Bemanding:	Operatører	2 mand
	Borerør	1 mand
		3 mand

Tunneldrift: I samme tid kan den resterende del af sjakket bore 2 strokes = 3 m tunnel, idet alle vogne er bragt ind i tunnellen før raise drillen.

Økonomi:
Boreudstyret kostede ca. 430.000 USD.

Skaktprisen beregnet for 3000 m skakte - incl. omkostninger og øvrige tillæg er ca. 1500-2000 DKK/m afhængig af afskrivnings-procent.

Erfaringer:

Uddannelse af mandskab er nødvendig i samme omfang som TBM uddannelse.

Borekrone: Kræver omhyggelig pasning med tilstrækkelig vand under højt tryk under boringen, og lagring i olie efter og indtil næste brug.

Hældningen bør reduceres til max $\pm$ 35 - 40^{o} med lodret i små tunneler, i dette tilfælde 3.35 m tunneldiameter.

Det samlede udstyr bør opbevares under tag i rimelig tør luft mellem boreoperationer.

Borekronen er vandsmurt. Vi vil dog anbefale tætte oliesmurte lejer som kontrolfyldes før og efter hver boring.

Indtagsbygværkerne var planlagt udført af specielle sjak efter skaktboringen.

Dog skulle enkelte skakte friholdes for fremføring af ventilationsudstyr og indføring af 10 KV kabler og vandforsyning.

Materialer til indtag, forskalling og armering, førtes frem og placeredes med helikopter, når vejrforholdene var acceptable.

Støbning var ligeledes planlagt og blev gennemført med helikopter, men ofte med forsinkelser på grund af vejrforholdene.

Fremover vil støbning blive udført via hovedtunnellen med betonpumpe og rørføring i skakten.

SPRENGNING FOR STORTINGSGARASJEN

Rock excavation for an underground garage for the Parliament Building in Oslo

Prosjektleder Anton B. Vik, Selmer Furuholmen Anlegg A/S

Siv.ing. Morten Knudsmoen, Sivilingeniør Elliot Strømme A/S

SAMMENDRAG

For Stortinget er det bygget et garasje- og serviceanlegg for 201 biler i nær tilknytning til Stortingsbygningen. Utbyggingen har foruten parkeringsplasser skaffet kjærkomne arealer for lagrings- og servicefunksjoner.

Pga. sterke reaksjoner mot gjennomføring av anlegget etter en tradisjonell cut-and-cover metode er arbeidene utført ved en "lokk"-metode. Takplaten er etablert på et tidlig stadium og hovedmengden av graving og sprengning er utført under lokket. Ved siden av en rekke nærliggende konstruksjoner i grunnen og hensynet til Stortingsbygningen har lokkløsningen medført at all sprengning måtte utføres meget forsiktig. Det er benyttet både konvensjonell sprengning og meisling med hydraulisk piggemaskin. Totalt er det tatt ut ca. 13.000 m^3 fast fjell og 17.000 m^3 bløt leire. Under Stortingsbygningen er det drevet en 58 m lang gangtunnel med tverrsnitt 3,0 x 3,0 m.

Anlegget er utført i totalentreprise med entreprisekostnad på 120 mill. kr.

SUMMARY

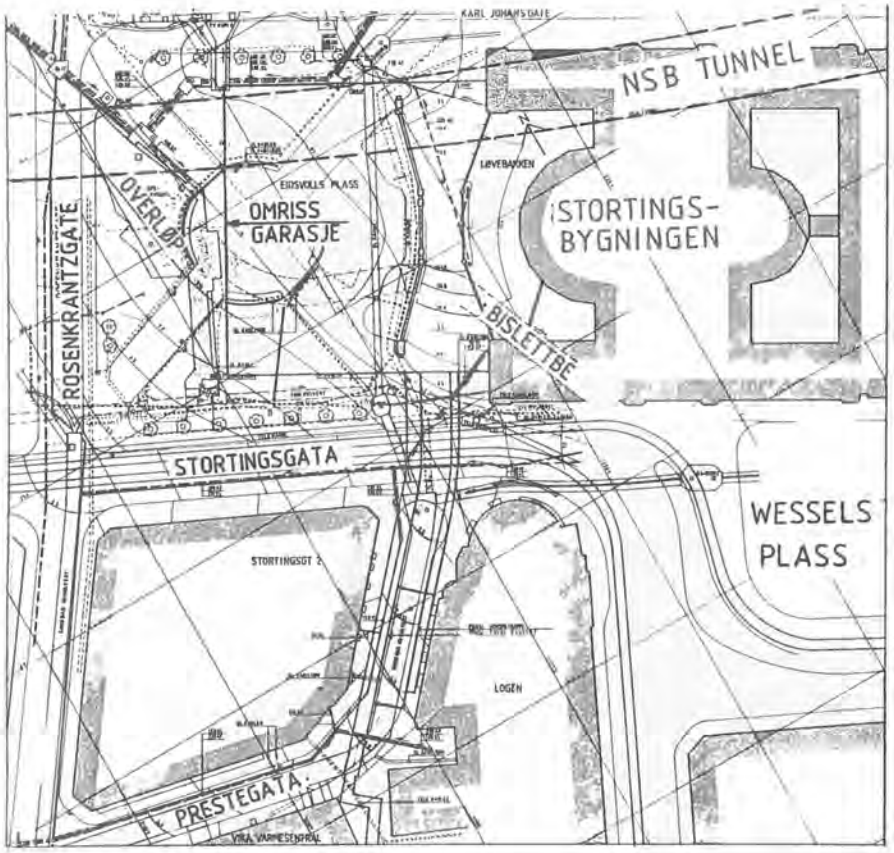
Construction of an underground garage with 201 parking lots has recently been completed for the Norwegian Parliament in Oslo. The premises are located in close connection to existing functions of the old building, and have thus contributed with needed areas for storage and service facilities.

Due to strong reaction from the Municipality of Oslo against disturbances over a relatively long construction period it was chosen to carry out the works by a "lid"-method evaluated for this project. The roof slab was constructed at an early stage, enabling the densely trafficated pedestrian square to be restored in only 4 1/2 months.

The main part of rock and soil excavation was then carried out beneath the lid. Because of this construction method and several existing nearby structures, such as a railway tunnel, a sewer tunnel and other utilities the rock blasting had to be carried out very carefully. The rocks, consisting of alum shale and very hard igneous intrusions, were mainly excavated by drill and blast method. Hydraulic impact hammer was used on the shale to some extent.

The works also comprised construction of a pedestrian tunnel from the garage underneath the existing basement-floor to existing elevator shafts.

Total cost of the works amounts to 120 million NOK.



Figur 1. Oversikt. Eksisterende anlegg i grunnen

INNLEDNING

Stortingets garasje- og serviceanlegg, som nå er åpnet, vil medvirke til en betydelig forbedring av parkerings- og adkomstforhold for stortingsrepresentantene, de ansatte og besøkende. Anlegget inneholder 201 parkeringsplasser.

Anlegget vil dessuten forenkle den daglige drift ved at det er etablert en rekke lager- og servicerom. Disse funksjonene utgjør ca. 20% av det utbygde areal og medfører at en vesentlig del av all varelevering, søppeluttak etc. kan benytte adkomsten fra Prestegaten. Denne trafikken måtte tidligere skje over Wessels plass og Løvebakken og medførte konflikt med kollektivtrafikken i Stortingsgaten og gangtrafikk på Wessels plass.

Utbyggingen medfører også en forbedring av de sikkerhetsmessige forhold.

Anleggsarbeidene er koordinert med utbygging av fellesanlegg for Oslo kommunes tekniske etater i Stortingsgaten, Rosenkrantz gate og over Eidsvolls plass.

Oversikt over anlegget fremgår av figur 1.

Arbeidene har vært tildels meget krevende på grunn av graving og sprengning helt inn til eksisterende Stortingsbygning og bygninger i Prestegaten/Stortingsgaten. En rekke eksisterende anlegg i grunnen og nye fremføringer har komplisert anleggsarbeidene. Disse omfatter:

- NSB's øst-vest tunnel
- Pumpestasjon og kulvert for kloakk (Bislettbekken)
- Nye ledninger for fjernvarme
- Vann- og avløpsledninger
- Kulverter og kanaler for el- og telekabler

Figur 1 viser også eksisterende anlegg i grunnen.

Det ble også stilt strenge krav til hurtig fremdrift og minst mulig sjenanse og ulemper for omgivelsene.

I dette foredraget skal vi komme tilbake til disse forhold, samt redegjøre for gjennomføringen av arbeidene. Byggherre for anlegget er Stortingets Administrasjon.

UTFORMING AV ANLEGGET

En viktig forutsetning for utforming og plassering av anlegget for byggherren var å oppnå god kontakt med eksisterende funksjoner i Stortingsbygningen.

Adkomsten fra Prestegaten ble sett på som meget hensiktsmessig på grunn av kort avstand og ingen konflikt med gjeldende reguleringsplan, der Stortingsgaten og Wessels plass er avsatt som kollektivtrasé.

Anlegget ble utformet som 2-3 etasjes underjordisk parkeringshus basert på cut-and-cover prinsippet.

Fra Oslo kommunes politiske ledelse fremkom det sterke innvendinger mot planene idet disse ville medføre en forholdsvis lang periode med anleggsvirksomhet i et av byens mest representative strøk. Det ble også stilt spørsmål om anlegget ville medføre stor risiko for skader på nærliggende bygninger. Det var særlig med tanke på grunnvannsenkning og faren for svelling av alunskifer spørsmålet ble reist.

Planene ble gjennomgått på nytt. Det ble også vurdert å legge parkeringsanlegget i bergrom under Wessels plass, men det var ikke mulig å komme frem til en fullgod løsning som også tok hensyn til behovet for lagerrom og transporter til og fra Stortinget. De opprinnelige planer med beliggenhet under Løvebakken/Eidsvolls plass ble imidlertid omgjort slik at utgravet byggegrop kun skulle stå åpen i en kort periode. Dette var mulig ved å legge "lokk" over byggegropen etter at spunten var rammet. Det vil si at takplaten ble støpt først. Eidsvolls plass kunne således reetableres etter ca. 4 1/2 måneder anleggstid.

Før anlegget ble igangsatt ble det også fremlagt en risikovurdering av skadepotensiale ved utbyggingen. I vurderingen ble det redegjort for følgende risikomomenter:

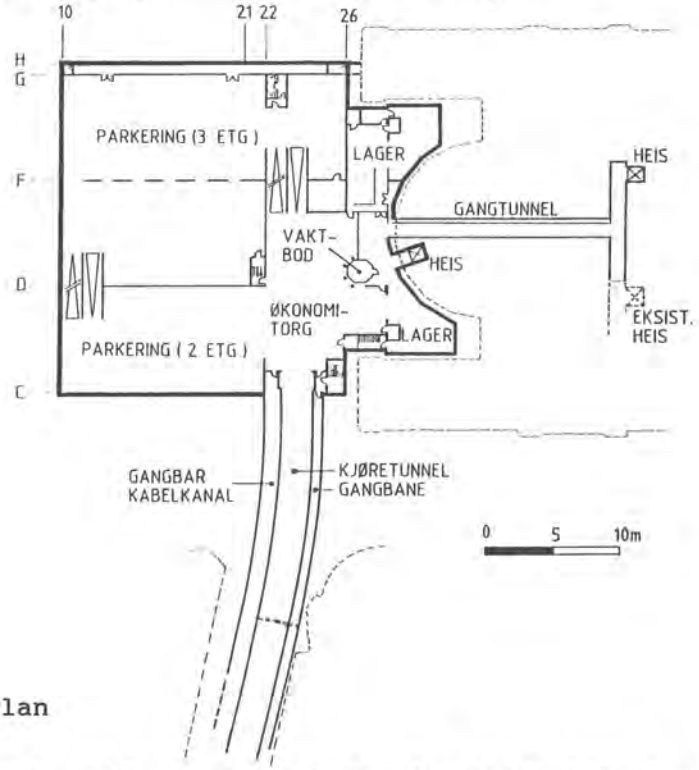
- Svelling av alunskifer.
- Setninger i leire som følge av drenering.
- Forråtnelse av tømmerflåter.
- Deformasjoner like ved byggegropen.
- Rystelser og lufttrykk fra sprengning.
- Instabilitet av skjæringer.

En viktig forutsetning for å redusere de tre førstnevnte skaderisikoene var å utføre anlegget som en vanntett konstruksjon og å hindre at lekkasjer skulle oppstå.

Et plansnitt gjennom anlegget (figur 2) viser de ulike funksjoner:

- Adkomst fra Prestegaten.
- Parkering for 201 biler fordelt på 3 haller i 2 og 3 etasjer.
- Økonomitorv for varelevering, inklusive adkomstmulighet og snuplass for busser.
- Oppstillingsplasser og vaskeplass for representasjonsbiler.

- Vaktbod og inngang til heis og gangtunnel. Heisen har forbindelse til vestibylen i Stortingets inngangsparti. Gangtunnelen gir forbindelse til ytterligere to heissjakter og eksisterende gangtunnel under Wessels plass.



Figur 2. Plan

Forprosjekteringen ble utført av Jan Baucks Arkitektkontor og Sivilingeniør Elliot Strømme A/S.

GRUNNFORHOLD

Stortingsbygningen er fundamentert på fjell. Under Eidsvolls plass varierer dybden til fjell fra 0-7 m. Løsmassene består av fyllmasser og bløt leire.

Bergarten består hovedsakelig av alunskifer. En større kropp av mænaitt, en meget hard eruptiv bergart, lå som en rygg omtrent langs midten av byggegropen.

GJENNOMFØRING AV ANLEGGSARBEIDENE

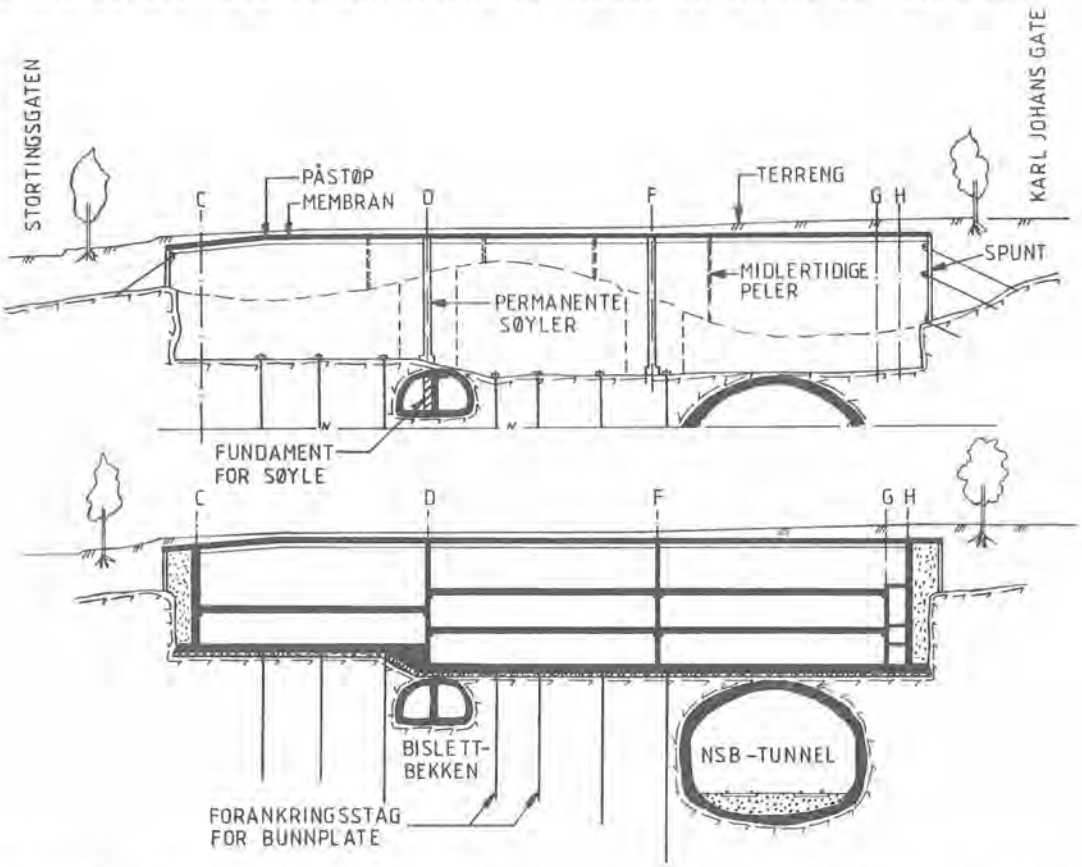
Etter anbudskonkurranse ble Selmer Furuholmen Anlegg A/S tildelt den bygningstekniske entreprisen. Det ble senere gjennomført

forhandlinger som medførte at anlegget skulle utføres som totalentreprise.

Arbeidene ble igangsatt ved årsskiftet 1986/87. Etter planene ble det utført ledningsomlegninger, spunting, graving og ramming av midlertidige stålsøyler for takplaten. Takplaten ble støpt og forspent, og terrenget reetablert slik at gressplenen kunne rulles ut før fristen løp ut 17. mai 1987.

Samtidig pågikk demontering av granittmur, rekkverk og løvestatuer på Løvebakken. Området nærmest Stortingsbygningen ble gravet ut og størstedelen av sprengningsarbeidene ble gjennomført før takkonstruksjonen ble støpt. Løvebakken sto ferdig reetablert ca. 10. desember 1987 mens arbeidene under lokket har pågått frem til 1. oktober i år (1988).

I alt er det tatt ut ca. 13.000 fm^3 fjell og 17.000 fm^3 løsmasser.



Figur 3. Snitt gjennom Stortingsgarasjen i anleggstiden (øverst) og ferdig konstruksjon (nederst).

Sprengningsarbeidene under lokket

Figur 3 viser et snitt gjennom garasjen under Eidsvolls plass. Som nevnt ble den permanente takkonstruksjonen etablert som et lokk før utgraving og sprengning. Lokket var midlertidig opplagt på spuntveggene rundt byggegropen og på 4 rekker midlertidige stålsøyler. Sprengning er utført etappevis ved at det ble drevet inn en grøft i hver av de to veggaksene mellom de midlertidige søylene.

Det ble deretter etablert permanente betongsøyler som bærkonstruksjon mellom de tre parallelle haller for parkering. Gjenstående partier kunne dermed tas ut.

Uttak av fjell har delvis blitt utført ved sprengning og delvis ved meisling. Alunskifer er forholdsvis lett å meisle mens mænaitten er meget hard, og lar seg kun drive ut ved sprengning. Til meisling er det benyttet en hydraulisk piggemaskin.

All sprengning er utført meget forsiktig. For Stortingsbygningen, som er bygget 1861-66, var kravet til maks. rystelse satt til en svingehastighet på 25 mm/s eller utsving på 50 μm.

Bygningsvolumet i garasjeanlegget utnytter maksimalt den plass som var til rådighet. Det var derfor nødvendig å sprenge helt inn til eksisterende tunnel, overløpsarrangementet og pumpestasjon for kloakk i Bislettbekken. Siden fjellet var fjernet ned til og delvis under betongtaket i Bislettbekken, hadde en store problemer med søylefundamenteringen. Hver søyle skulle oppta ca. 3000 kN (300 tonn). Belastningen ble overført fra taket til bunnen i Bislettbekken ved å støpe hjelpepillarer inne i tunnelen. Hjelpepillarene ble fjernet etter at bunnplaten var støpt i garasjen. Videre er betonghvelvet over NSB's øst-vest tunnel blottlagt i hele byggegropens lengde. For disse konstruksjoner var det meget viktig å unngå rissdannelse som kunne medføre permanent lekkasje og dermed senkning av grunnvannstanden.

I den nærmeste nabobebyggelsen ble rystelsesømfindtlig utstyr registrert via et spørreskjema. I alt ble mellom 80 og 90 skjemaer returnert og det ble foretatt en vurdering av utstyr som måtte sikres under sprengning. Ca. 10-12 virksomheter med fastmonterte datamaskiner ble satt på ringe-listen før hver salve slik at registrering av data ikke ble foretatt samtidig med sprengning. Det har ikke oppstått noen problemer grunnet rystelser i denne forbindelse.

Bunnplaten i garasjebygget er forankret i fjell ved hjelp av permanente stag. Det er benyttet i alt 72 stag bestående av 7-11 stk. 15 mm stål-liner. Stagene har dobbel korrosjonsbeskyttelse ved at de er innstøpt i plastrør. Staglengden varierer fra ca. 8,5 m til 13,5 m på grunn av de eksisterende tunneler under garasjebygget, og er oppspent til en permanent last på ca. 800 kN (80 tonn) hver.

Fjelluttak nærmest Stortingsbygningen

Langs hele konturen inn mot Stortingsbygningen er det foretatt sømboring med 65 mm hull og senteravstand 160 mm. I hovedsak er det utført sprengning inn til siste rast før sømboringen. Nærmest sømmen er det utført meisling. Eksisterende kjellermur er inntil 7 m høy og består av murt kalkstein (gråsteinsmur). Langs foten av muren ble det støpt en mindre støttemur av betong med bolteforankring for å hindre utrasing i toppen av skjæringen.

På grunn av intens folding og ingen utpregede slepperetninger var skjæringen stabil og det var svært lite utfall bak den borede sømmen. Skjæringsveggen ble påført sprøytebetong som fungerte både som avjevning for natrium-bentonitt membran og som isolering av alunskifer. (Se figur 4).

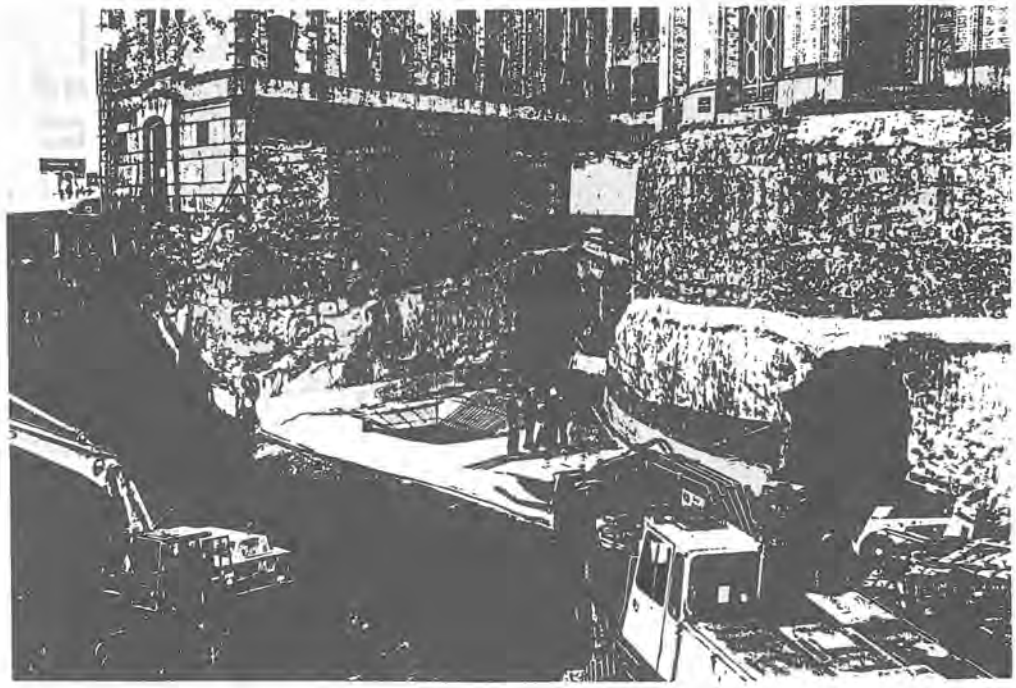


Foto: Aftenposten/Per Svensson

Figur 4. Skjæring langs Stortingets grunnmur. Gangtunnel under bygningen sees til høyre på bildet.

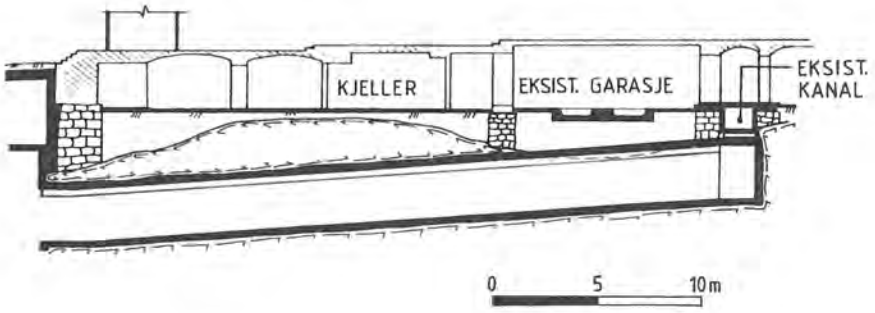
Gangtunnel under Stortingsbygningen

Gangtunnelen skulle danne forbindelse mellom garasjen og eksisterende gangtunnel under Wessels plass, som er ført inn under Stortingsbygningen i en tidligere utbygning.

Arbeidene omfattet også forlengelse av en eksisterende heissjakt ned til gangtunnelen.

Utsprengt tverrsnitt på gangtunnelen er ca. 3,0 x 3,0 m. Figur 5 viser lengdeprofil gjennom gangtunnelen. Som det vil fremgå av profilen er fjelloverdekningen meget liten, og på et parti var det forutsatt å drive ut tunnel i åpen skjæring gjennom et overdekket gårdsrom som har fungert som garasje for representasjonsbiler.

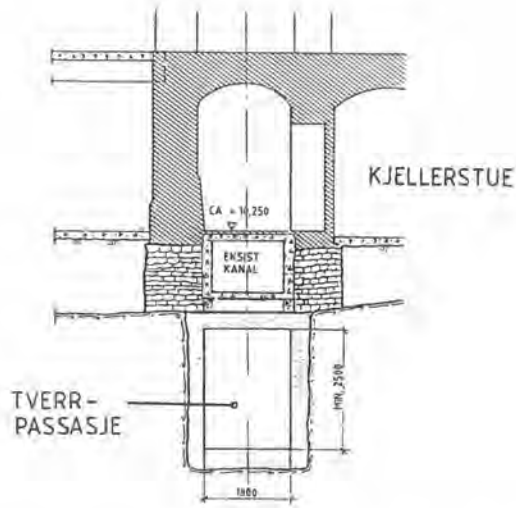
For å unngå arbeider i eksisterende kjeller ble det bestemt å forsøke tunneldrift også gjennom partiet uten fjelloverdekning. Løsmassene her besto av forholdsvis fast (uttørket) leire. På forhånd ble gulvet i eksisterende kjeller forsterket. Tunneldrivingen gjennom partiet ble utført i 3 m lange etapper med utstøping etter hvert.



Figur 5. Lengdesnitt av gangtunnel under Stortingsbygningen.

Fra enden av gangtunnelen er det drevet en tverrpassasje i direkte kontakt med kjellermurer og en kabelkanal i kjellergulvet. Se figur 6. Sprengning ble her utført ytterst forsiktig med 60 cm salvelengde og et halvt rør pr. tennerintervall.

Arbeidene under Stortingsbygningen har vært gjennomført med streng overvåkning av rystelsesnivået og det har til tross for meget stor vanskelighetsgrad ikke medført nevneverdige ulemper eller skader for bygningen eller virksomheten der.



Figur 6. Tverrsnitt av tverrpassasje til heis og eksisterende tunnel under Wessels plass.

KOSTNADER

Totalentreprisen er gjennomført innenfor avtalt beløp på 120 mill. kr.

ROSENKRANTZ TÅRN
EN KOMPLISERT ANLEGGSJOBB
I OSLO SENTRUM

ROSENKRANTZ TOWER
COMPLICATED CONSTRUCTION WORKS
IN OSLO CENTRUM

Siv.ing RAGNAR STEEN, Arbeidsfellesskapet

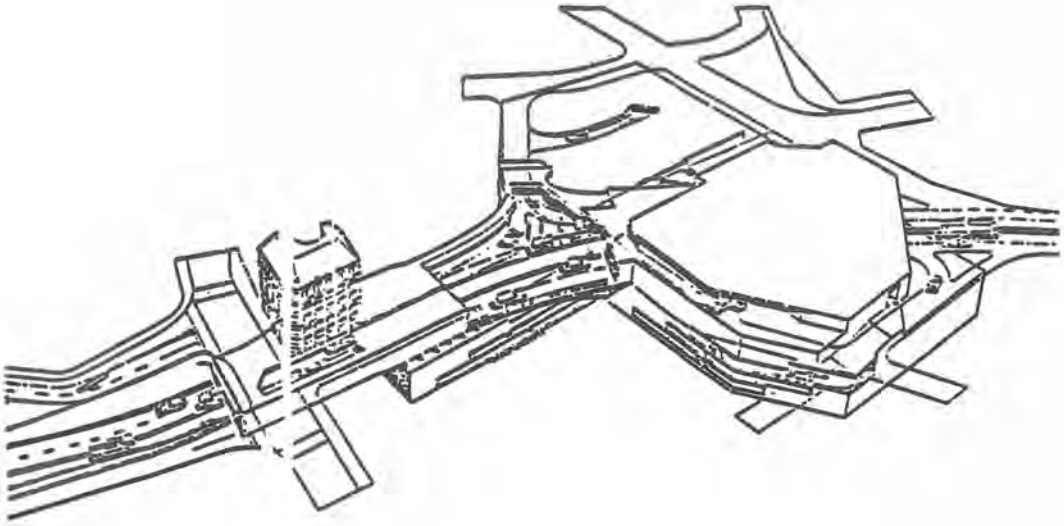
SELMER-FURUHOLMEN ANLEGG A/S
og SELMER-FURUHOLMEN OSLO A/S

SAMMENDRAG.

Prosjektet omfatter bygging av et P-hus for 1500 biler under terreng, en 300 m lang parsell av Henrik Ibsen-ringen gjennom Oslo, 2-3 kjelleretasjer for et senere oveRliggende prosjekt, samt nødvendige kommunaltekniske anlegg. Kontraktstørrelsen blir ca.'530 millioner kroner. Det at prosjektet ligger midt i Oslo sentrum og at tomten er utnyttet helt ut til alle nabobygg, medfører problemer med støy, forurensning, kvikkleire, grunnvannsenkning, rystelser, samt spesielle hensyn til et bevaringsverdig bygg som burde vært revet for å gjennomføre arbeidet.

SUMMARY.

This project consists of the design and construction of an underground parking-garage for 1500 cars, a 300 m concrete tunnel, which is part of the so-called Henrik Ibsen Ring, a ring-road through Oslo, including the nesessary diversons of existing sewen, cables etc. The contract amount will be approximately 530 millions NOK. This job in the middle of the city offers problems with regard to noise, pollution, highly sensitive lay, lowering of ground wather table and shock waves from rock blasting. A Non-el ignition system has been used to obtain high production and a low level of shock-waves to the neighbouring houses.



DEFINISJONER.

Rosenkrantz Tårn heter prosjektet, noe misvisende, i det selve tårnet kun er ett av de tre prosjekter som kommer senere.

Vår entreprise omfatter denne gang:

- Et parkeringshus for 1500 biler under jorden, i 3 etasjer.
- En ca. 300 m. lang parsell av Henrik Ibsen-ringen fra Y-blokken i Regjeringskvartalet til Pilestredet.
- Kjelleretasjer over dette i området for Rosenkrantz Tårn.

Neste etappe av utbygningen i dette såkalte Dittenkvartalet vil omfatte:

- Rosenkrantz Tårn, 10-14 etasjer
- Næringslivets Hus, 8-10 etasjer.
- Schibsted-gruppens prosjekt.

De to første prosjektene skal i sin helhet bygges oppe på taket av P-huset og HI-ringen. Schibsteds bygg skal, kun for en liten del, fundamenteres på P-huset.

Deltagere:

Byggherrer: Sentrumsparkering A/S og Rosenkrantz Tårn A/S. Begge firmaer eies av brødrene Jon, Per og Frithjof Platou.

Totalentreprenør: Arbeidsfellesskapet Selmer-Furuholmen Anlegg a.s og Selmer-Furuholmen Oslo a.s.

Rådgivere:

Arkitekt:	Platou Arkitekter A/S
Bygningsteknikk:	Multiconsult A/S-Elliot Strømme A/S (MUST)
VVS-Teknikk:	Lund & Aass A/S
Elektroteknikk:	BoRo-Elektro A/S

Kontraktstørrelse: I løpende kroner eks. mva.

P-huset	340 millioner kr.
HI-ringen	135 millioner kr.
Kjeller RT	35 millioner kr.
Kommunalteknsike arbeider	20 millioner kr.
Tilsammen	530 millioner kr.

Byggetid: Start 15.09.1987, overlevering 15.12.1989, dvs. 2 år og 3 mnd. Deretter kan prosjektene over bakken starte, hvis da byggherrene har tillatelser og finansiering i orden.

Beskrivelse: Hovedmengder:

Tomt	18.000 m^2
Spunt	4.600 m^2
Stag for spuntveggsforankring	500 stk
Graving løsmasser	125.000 m^3
Sprengning alunskifer	100.000 m^3
Bunnstag pga oppdrift	750 stk
Forskaling	90.000 m^2
Betong	50.000 m^3
Armering	9.000 t

KOMPLIKASJONER

1. Anleggsstøy.

Spunting og stagboring og annen maskinbruk skaper støy, ofte mer enn støyforskriftene for Oslo tillater. Nabolaget består bl.a. av to hoteller som er ekstra vare for støy. Tilpassing fra begge parter ble resultatet etter møter og etter namsrettsbehandling.

2. Tilsøling av gater.

Ca. 40.000 lass er kjørt ut, dvs. i gjennomsnitt 200 lass pr. dag. Dette har bestått av kvikkleire som skvulper over karmen og av finsprengt alunskifer som støver kraftig i tørt vær. Nabolaget og veivesenet har ikke likt dette. Vaskeanlegg er i praksis nesten en umulighet, særlig vinterstid. Vi satset heller på en feie-spyle bil som var i drift kontinuerlig, i gatene rundt her.

3. Kvikkleire.

Geotekniske forundersøkelser tydet på at leirmassene var sensitive og hadde høyt vanninnhold. Vi tok derfor ikke sjansen på at veibygging kunne gjøres med fiberduk og sprengstein på tradisjonell måte, men etablerte tre "gater" tvers over gropa ved hjelp av kalkstabilisering. Det ble da blandet inn ca. 25 kg. kalk pr. løpemeter kalkpel.På disse "gatene" sto gravemaskinen med forlenget graveutstyr og lesset bilene. Vi hadde en mild vinter, slik at tele fantes ikke, men selv med en kald vinter synes løsningen med kalkstabilisering helt nødvendig.

4. Grunnvannsenkning.

Nivået på utgravd/utsprengt planum ligger på kote -2,0 mens gatene omkring ligger på kote +14-16 m. Grunnvannsnivået lå ca. 2-3 m. under terreng. En så vid og dyp utgravning kunne bety en betydelig senkning av grunnvannstand og poretrykk i et stort område rundt. Poretrykket har vært målt i lang tid i sentrum og måles fortsatt og spesielt for dette prosjektet på 20 målesteder. Parallelt måles setninger på 46 bygninger ved ca. 400 målepunkter.

Lekkasje inn i gropa er motvirket av at fjell med stor vanngjennomgang ble injisert ned til 15 m. under planum som en skjerm. Utenfor er det anordnet en "vanngardin" rundt nedre del av byggegropa. Vanngardinen består av infiltrasjonsbrønner med innbyrdes avstand på 10 m. i løsmassen og ned i fjellet hvor vann tilføres under lavt trykk v.hj.a. et flottørkammer. I øvre del av tomta er det to infiltrasjonsbrønner med høyt trykk, som forsåvidt er den tradisjonelle måten å tilføre vann på.

Vi har hatt noe senkning av poretrykket 2-3 m, på det meste, men som regel meget beskjedent, og under en meter. Vi har hatt setninger på noen få bygninger, om dette skyldes poretrykket eller det faktum at spunten er rammet 0,5-1,0 m foran fasaden, er uvisst. Maksimal setning på en bygning er målt til 13 cm. 95% av målingene viser imidlertid en setning på under 10 mm. Spunten ble da også valgt med tanke på minimal utbøying mellom putene.

5. Rystelser fra sprengninger.

Det er på vanlig måte satt opp kriterier for hva nabobygningene forventes å tåle av rystelser både på utsving og hastighet.

	Utsving	Hastighet
Fundamentert på løsmasse	80 u	35 mm/sek
Fundamentert på fjell	225 u	65 mm/sek

Rystelsene er målt av NGI med AWA, 71B, 1 kanals, og Tellus-målere. Vi har hatt ca. 20 målere i drift og flyttet disse rundt etter som arbeidene skred fram.

Vi kan vel ikke si at vi helt har unngått overskridelser, selv om noen tydeligvis må skyldes instrumentfeil. Frykten for rystelser var meget stor i nabolaget, ikke på grunn av bygningens beskaffenhet, men på grunn av de installerte dataanlegg. Som tunge naboer i den forstand har vi hatt Aftenposten, Dagbladet, VG og Statens Pensjonskasse. Televerket på den andre siden av gropen har store automatiske telefonsentraler som ikke kunne slås av om nødvendig. Nå er det ikke gitt at det er det beste heller. Juridisk er saken uklar, idet det kan hevdes at man ikke kan installere ømfindtlige dataanlegg i eget hus som hindrer en nabo i f.eks. å bebygge sin eiendom. Vi mener iallfall at det er sprengt meget forsiktig, men likevel rasjonelt for oss.Faste tidspunkter for sprengningene var avtalt. Rystelsene er målt hele tiden og oversendt interesserte naboer. Resultatet er når vi nå er ferdig, at det ikke har kommet ett krav om erstatning etter skade på dataanlegg.

6. Sprengningsopplegg.

Boring har foregått med 2 stk. Montabert helhydrauliske borvogner, med hammer HC-80. Det er brukt 2,5" guidebit borkroner og borstenger T 38 med faste hylser. Dette er gjort for å få best mulig retningsstabilitet. Vi mener dessuten at dette gir god økonomi.

Vi startet med elektriske millisekundtennere, type VA, men siden det jo er ladningsmengden pr. tennernummer som avgjør rystelsene, endte vi fort opp med at vi kunne skyte kun to hull pr. salve. Stuffhøyden har variert fra 0 til 15 m. Vi gikk derfor raskt over til Nonel, GT MS og forsinkerblokker UB 0 og UB 17. Selv om hvert hull kunne ha opptil 10 tennere, ble salvene derved likevel store. Den største vi har hatt inneholdt 2.500 m^3 fjell. Det er brukt dynamitt og anfo, ca. halvparten av hver.

Sprengstoff-forbruk:	0,40 kg/m^3
Bormeter-forbruk: (inkl. all søm og kontur boring)	0,37 bm/m^3
Totalkostnad:	35,00 kr/m^3
Enhetstid, boring, ladning:	0,07 tv/m^3

Sprengsteinen er fraktet med bil til tippramper i Bjørvika og deretter med lekter og taubåt til et dumpefelt ved Malmøykalven i vintersessongen og til Kongshavnsfyllingen om sommeren.

Som en kuriositet kan nevnes at denne dumpingen ble stanset en uke fordi visse media mente det foregikk ulovlig dumping av radioaktivt avfall i fjorden. Protesten ble imidlertid ikke tatt til følge av myndighetene.

7. Toga-gården, Teatergata 2.

Dette er en gammel 6 etasjer murgård som skal bevares. Vår tekniske utfordring går her ut på å legge to av de 4 feltene i motorveiparsellen gjennom kjelleren på Toga-gården. Dette gjøres ved at det støpes bærevegger til fjell på hver langside av gården, deretter bygges en betongplate som skal danne tak til tunnellen, tvers over, gjennom kjelleren, med utsparinger for alle gårdens gamle bærevegger og søyler. Så lastes vekten av gården over på denne takplaten via utvekslingsbjelker og jekker. Til slutt går man inn under platen og strosser ut resterende fjell og gjør ferdig bunn og vegger i tunnellen.

AVSLUTNING.

Gjennomføringen av dette prosjektet er utfordrende og komplisert av mange grunner:

- Teknisk er løsningene kjente, men størrelsen er imponerende. Konsekvensene hvis den kjente teknikken skulle svikte er imidlertid meget store.

- Organisasjonsmessig er prosjektet svært komplekst, med to byggherrer, Oslo kommune, Statens veivesen, de kommunale etater, medbyggere som NAF og Schibsted, som ?, samt det faktum at byggesaken er delt i flere atepper.

- Juridisk er saken "delikat" med grunnloven av 1961 som sentralt tema. Det faktum at arbeidene utføres i totalentraprise aktualiserer problemstillingen om ansvarsfordeling mellom byggherre og entreprenør og mellom disse og naboer.

Vi er pr. idag ferdig med grunn- og fjellarbeidene og denne konferansens interesse for prosjektet er derfor minkende, men vi som sitter midt oppe idet, har fortsatt ett år med meget komplekse problemer å løse.

SPRENGNINGER FOR STURE 2

BLASTING FOR STURE 2

Tore M. Larsen, Norsk Hydro a.s

SAMMENDRAG

Sture 2 er annet byggetrinn på Stureterminalen. I forbindelse med disse arbeidene har det vært utsprengt ca. 140.000m^3 fjell. Sprengningene foregikk tett opptil andre bygge- og installasjonsarbeider. Skader fra sprengningene kunne forsinke ferdigstillelse av første byggetrinn, slik at terminalen ikke ville stå klar til å motta olje fra Osebergfeltet i tide. Det ble derfor satt strenge restriksjoner på utførelsen av arbeidene, og det ble krevet nøye planlegging og oppfølging fra både entreprenør og byggherre. Resultatet fra sprengningsarbeidene må sies å være tilfredsstillende. Det skjedde ingen alvorlige skader, og arbeidene ble ferdig til fastsatt tid.

SUMMARY

Sture 2 is the second stage of the Sture Crude Oil terminal. In connection with this work, approximately 140.000m^3 of rock has been blasted. The blasting took place in close proximity to other construction and installation activities. Damages from the blasts might have delayed the finishing of the first stage of the terminal, so that the terminal would not have been ready to receive oil from the Oseberg field in time. Heavy restrictions were therefore put upon the performance of the blasting work. Minute planning and follow-up were demanded. The results of the blasting are regarded as satisfactory. No serious damages were incurred, and the work was completed on time.

1.0 INNLEDNING

Oljeterminalen på Sture ligger i Øygarden Kommune vest for Bergen. Rørledningen fra Osebergfeltet til Sture har en kapasitet på 600.000 fat olje pr. dag.

Første byggetrinn, det såkalte Sture 1, ble igangsatt for å ta hånd om oljen fra Oseberg Syd, som vil ha en produksjon på ca. 270.000 fat pr. dag. Anleggsarbeidene for Sture 1 startet sent i 1985. Planeringsarbeidene ble utført av Selmer-Furuholmen, som sprengte ut vel 150.000m^3 fast fjell på terminalområdet under første byggetrinn. Disse sprengningsarbeidene ble utført i jomfruelig terreng, uten særlige restriksjoner.

Annet byggetrinn, det såkalte Sture 2, ble igangsatt for å motta oljen fra Veslefrikk-feltet, en produksjon på ca. 65.000 fat pr. dag. Det var nødvendig å bygge en ny oljekai, og for å skaffe adkomst til denne med rørgater og veier, måtte det sprenges ut ca. 140.000m^3 fast fjell. Disse arbeidene ble utført av Astrup-Høyer i første halvår 1988. Da var bygge- og montasjearbeidene for Sture 1 i sin mest hektiske fase, og sprengningsarbeidene forgikk nær opptil disse.

Resten av foredraget vil kun omtale sprengningsarbeidene i Sture 2.

2.0 SPRENGNINGSOMRÅDETS PLASSERING OG UTSTREKNING

Som vist på figur 1 ligger sprengningsområdet mellom rørgater, administrasjonsbygning med verksted, tekniske riggområder, adkomstvei til terminalen, anleggskontorene og vanntårnet. Hovedområdet hadde en utstrekning på ca. 300m x 50m med pallhøyde opptil 15m.

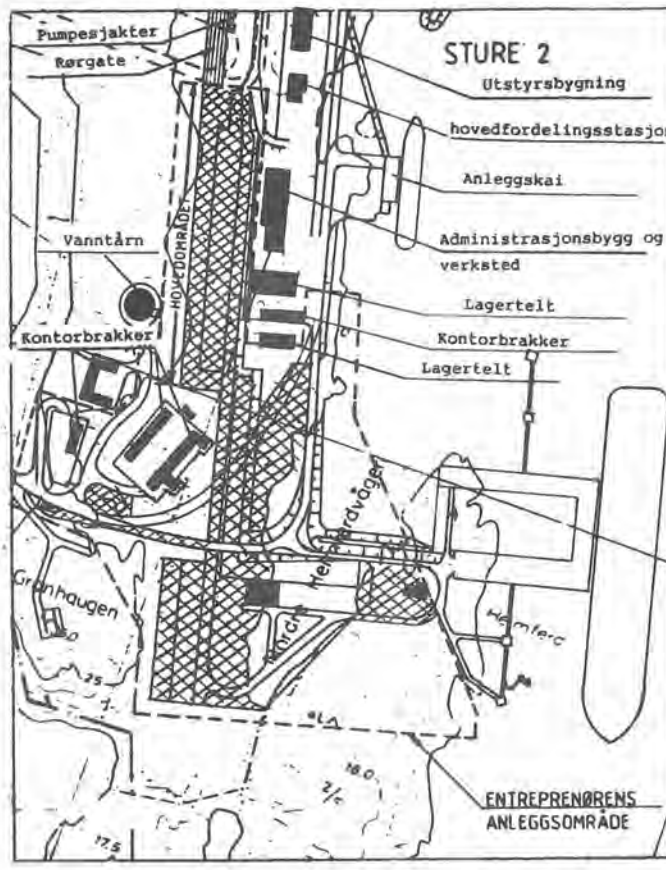


Fig. 1. Beliggenhet av sprengningsområdet (skravert).

Det som særlig kalte på oppmerksomheten, var administrasjonsbygget og de tekniske riggområdene som lå nedenfor sprengningsområdet, ca. 7m under sprengningsplanum. Administrasjonsbygget skulle være ferdig til innflytting omtrent samtidig som sprengningen skulle være ferdig. På de tekniske riggområdene var det lagret utstyr med flere måneders leveringstid. Dette utstyret var kritisk for oppstart av Sture-terminalen. Konsekvensene ved materielle skader kunne i verste fall bli tapt oljeproduksjon til noen titalls millioner kroner pr. dag.

3.0 HENSYN TIL OMGIVELSENE. KRAV OG RESTRIKSJONER

Foruten administrasjonsbygg og tekniske riggområder, måtte det taes hensyn til pågående arbeider på rørgater, sjakttoppområder, grøfte-arbeider og andre bygge- og montasjearbeider.

Byggherren stilte som første krav at det ikke skulle forekomme hverken sprut eller ukontrollert fremkast. Av preventive hensyn ble det også satt direkte restriksjoner på borhullsdiameter og fordemmingslengde. Det ble krevet at alle salver skulle dekkes forsvarlig med tunge gummimatter, osv. Det ble krevet at det ikke skulle rulle stein ned skråningen mot administrasjonsbygningen og riggområdene nedenfor.

Det neste kravet gjalt rystelser. Sprengningsområdet var omgitt av bygninger og andre konstruksjoner. De strengeste restriksjonene ble satt på Vanntårnet. Det lå knapt 20m fra skjæringskanten, der denne var høyest. Grensen ble satt til 50 mm/sek.

Andre bygninger og konstruksjoner, så som administrasjonsbygg, hoved-fordelingsstasjon, samt støttemurer, kulverter og en veibro som skulle bygges i samme entreprise, ble gitt en grense på 70 mm/sek. Entreprenøren ble pålagt å måle rystelser for alle salver på Vann-tårnet pluss den bygning eller konstruksjon som til enhver tid lå nærmest salven. Måleresultatene skulle dokumenteres, være øyeblikkelig tilgjengelige for både entreprenør og byggherre, samt rapporteres i entreprenørens ukerapport.

For å redusere ulemper og stans i andre bygge- og montasjearbeider ble det stilt krav om faste skytetider. Det ble opprinnelig ikke tillatt å avfyre salver før kl. 17.00. Dette ble senere lempet til kl. 16.00 i den mørkeste del av året. Det var ikke tillatt å skyte oftere enn to salver pr. uke. Entreprenøren måtte følgelig benytte et tennersystem som tillot store salver uten å overskride rystelsesgrensene, dvs. det var nødvendig å kunne disponere mange tennernummer. Fordi salvene ble store, var det også nødvendig med forholdsvis mye dekningsmateriell.

Det ble også krevet at skytetidene skulle tilpasses annen virksomhet, og varsles og avtales med øvrige entreprenører og installatører, samt med byggherren. Forøvrig gjaldt vanlige krav til avsperring, vakter, signalgiving, osv.

Det ble stilt nokså strenge krav til underboring. På en del områder var det planlagt konstruksjoner som skulle støpes på fjell mens det på andre områder var nødvendig å begrense oppsprekking av fjellet for å kunne holde et høyt grunnvannsnivå over fremtidige fjellhaller. På andre områder skulle det imidlertid dypsprenges for at man senere kunne grave grøfter i stort antall og omfang.

På områdene hvor det ikke skulle utføres dypsprenging, ble maksimal underboring satt til 0.3m under teoretisk nivå (dvs. utlastningsnivå). Samtidig var det krevet at ikke noe fjell skulle stikke opp over teoretisk såle. Entreprenøren måte således være forberedt på noe knølspretting.

På dypsprengte områder ble det tillatt at underboringen lå mellom 0.5m og 0.7m under teoretisk dypsprengt nivå. Dypsprengningen skulle utføres slik at alt fjell lett kunne lastes opp, ned til dypsprengt nivå.

Det var klart at sprengningsarbeidene måtte gjennomføres på en planmessig og vel gjennomtenkt måte. Det ble krevet at planleggingen skulle foregå i to nivåer. Det første ble kalt for "salveplaner," det andre "bore- og ladeplaner."

Før sprengningsarbeidene startet på hvert enkelt område, skulle entreprenøren utarbeide en salveplan for hele området. Denne planen skulle inneholde et kart som viste alle salvene, deres størrelse i horisontalplanet, rekkefølge og utslagsretning. Videre skulle det angis i tabell: volum i hver salve, areal, største og minste pallhøyde, samt borhullsdiameter. Planen skulle leveres til byggherren minst 2 uker før arbeidene startet på angjeldende område. Byggherren hadde da mulighet til å gjøre innsigelser til planen, og evt. kreve justeringer.

Etter at byggherren hadde mottatt salveplanen, og dersom han ikke gjorde innsigelser, kunne entreprenøren utarbeide bore- og ladeplaner for hver enkelt salve. (Dersom salvene var identiske, og forholdene ellers var like, kunne samme plan gjelde for mange salver.)

Bore- og ladeplanen skulle inneholde informasjon om bormønster, dvs. forsetning og hullavstand, bordybder og underboring, borhullsdiameter, helling og retning på hullene, tennertype, nummerering og kobling, sprengstoffmengde pr. tennernummer, sprengstofftyper og -dimensjoner i bunn og pipe, uladet borhullslengde, spesifikt sprengstofforbruk, samt hvordan salven skulle dekkes. Planene skulle inkludere kontursprengning der salvene støtte inn mot endelige skjæringsvegger. Konturhullenes plassering i forhold til teoretisk skjæringsvegg skulle vises. Det måtte da taes hensyn til boravvik ved kontursprengningen, slik at konturrasten måtte plasseres litt utenfor teoretisk vegg. (Det var ikke tillatt at noe fjell stakk innenfor teoretisk vegg.)

Byggherren måtte skriftlig ha kvittert for mottakelse av bor- og ladeplanene før boring kunne starte.

For hver salve som ble skutt, skulle det lages en sprengningsprotokoll. Den skulle inneholde de virkelig utførte data i forhold til bore- og ladeplanen, samt totalt sprengstofforbruk, tidspunkt for salven m.v. Protokollene skulle vedlegges entreprenørens ukerapport.

Det ble også stilt krav til kontursprengning av gjenstående fjellflater. Det var her spesifisert 3 ulike type, der det var satt krav til maksimal hullavstand, rørledningsdiameter, avstand til øvrige raster osv. foruten nøyaktighetskrav til boringen. Både konturrasten og de nærmeste rastene var spesifisert slik at de vanlige salvehullene ikke skulle gi bakbryting og oppsprekking forbi konturrasten. De 3 forskjellige typene anga grovere og finere utførelse, og man forsøkte å holde seg mest på den groveste (og rimeligste) type, der det ikke var spesielle grunner til en mer forsiktig utførelse.

4.0 SPRENGNINGSOPPLEGG

I anbudsdokumentene som ble sendt entreprenørene, hadde Byggherren skissert et forslag til sprengningsopplegg, med fire delinger i bredder, og avtrappet skjerming mot adminstrasjonsbygget. Se figur 2.

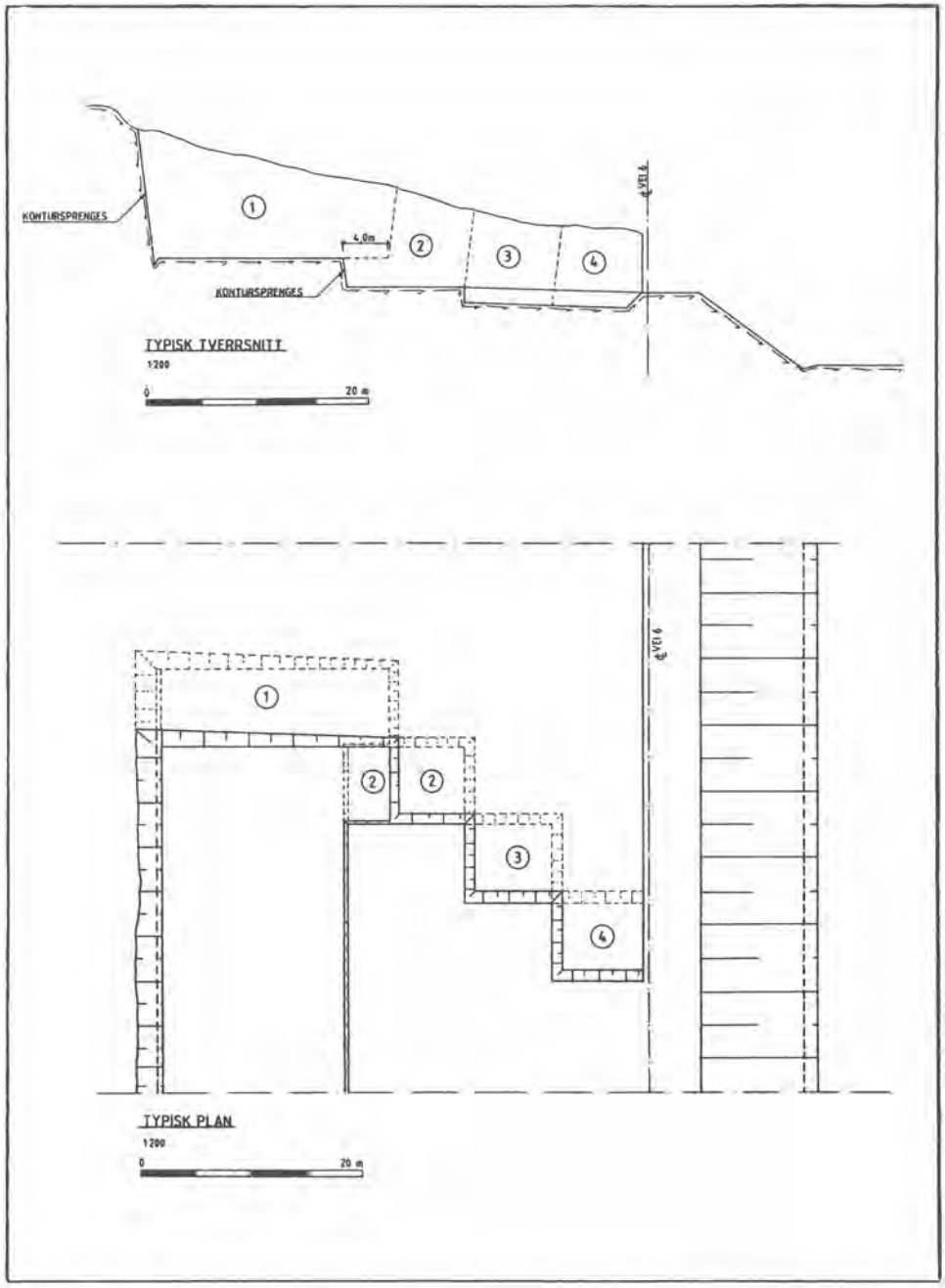


Fig. 2. Byggherrens forslag til sprengningsopplegg.

Entreprenørene skulle som en del av sitt anbud levere inn tegninger på hvordan de ville gjøre jobben i form av forslag til salveplaner. Astrup-Høyer, som fikk entreprisen, hadde et forslag som vist på figur 3. Her var det bare 3 delinger i bredden, men skjermingen mot administrasjonsbygget var holdt igjen til sist. Byggherren syntes dette virket som et bra opplegg, faktisk bedre enn sitt eget forslag, og opplegget ble kontraktsfestet.

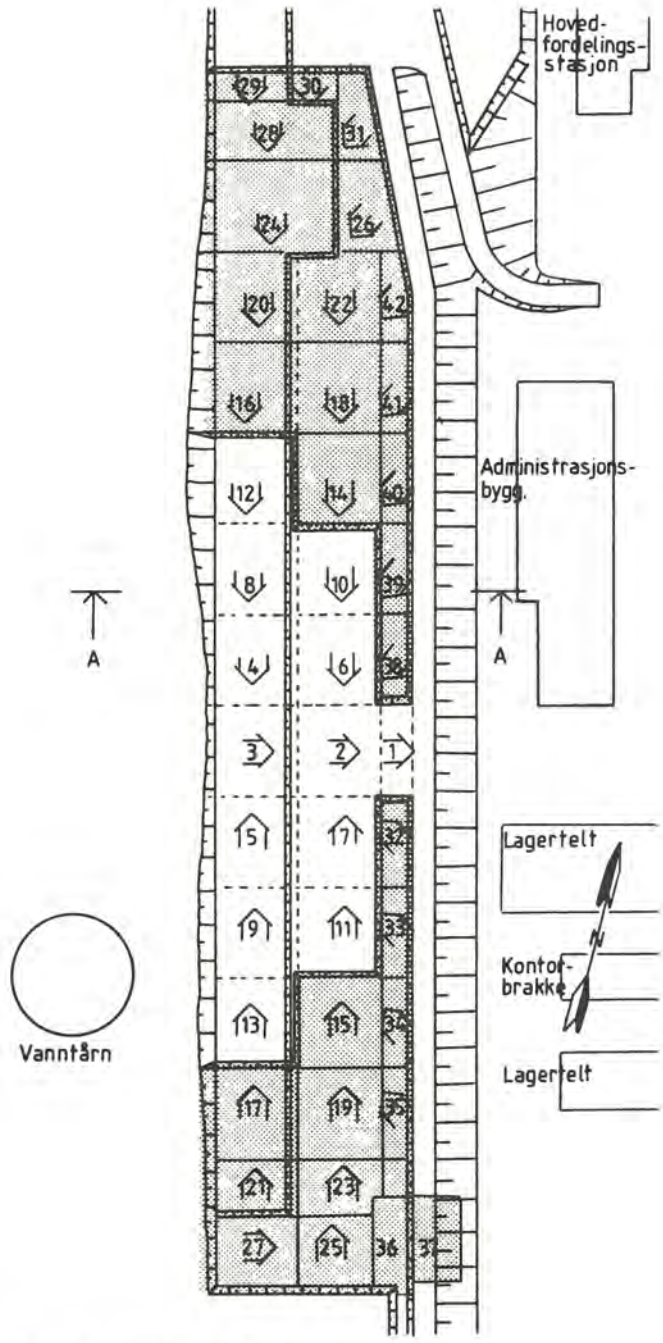


Fig. 3. Kontraktens sprengningsopplegg.

Allerede samme dag som kontrakten ble underskrevet, kom imidlertid entreprenøren med det første forslaget til endring. Det ble foreslått å skyte hele bredden i én salve, men med skrå vinkel innover. Se figur 4.

Forslaget ble bl. a. begrunnet med ønsket om å skaffe lettere utslag (færre raster bakover i hver salve) og derved redusere rystelsene. Byggherren syntes derimot at opplegget ga for dårlig skjerming mot administrasjonsbygget og rigg- og lagerområdene nedenfor.

Men etter en god del diskusjon, fikk allikevel entreprenøren lov til å gjøre forsøk med sitt nye forslag, men ikke på hovedområdet der det var foreslått.

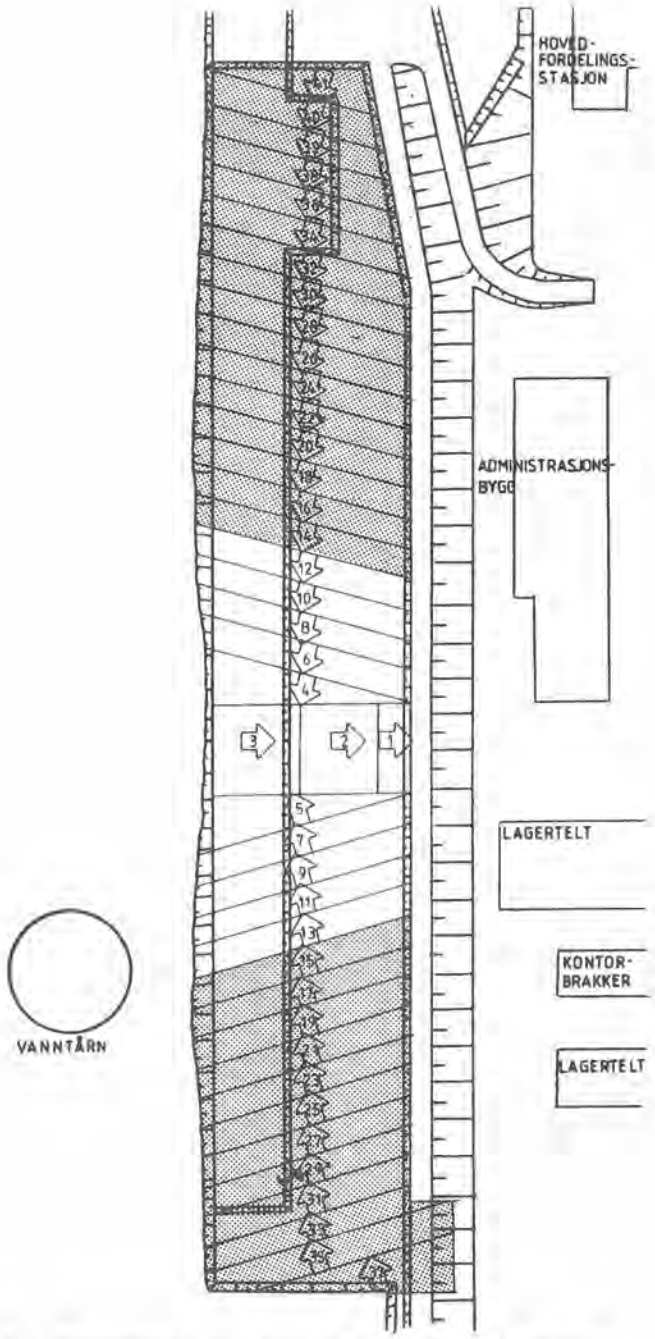


Fig. 4. Entreprenørens første forslag til endring av sprengningsopplegget.

Derimot fikk han gjøre forsøk på et område som lå lenger mot syd, i jomfruelige omgivelser, og et stykke unna all annen virksomhet.

Selv om disse forsøksprengningene gikk tålelig bra, turde allikevel ikke Byggherren tillate at dette opplegget ble brukt på hovedområdet, men ville ha arbeidet utført i henhold til kontraktens plan.

Så da entreprenøren skulle starte på hovedområdet, ble det en ny diskusjon, som resulterte i en ny variant, se figur 5. Med visse modifikasjoner, der det ble vekslet mellom 2 og 3 salver i bredden, ble denne planen fulgt for det nordlige området.

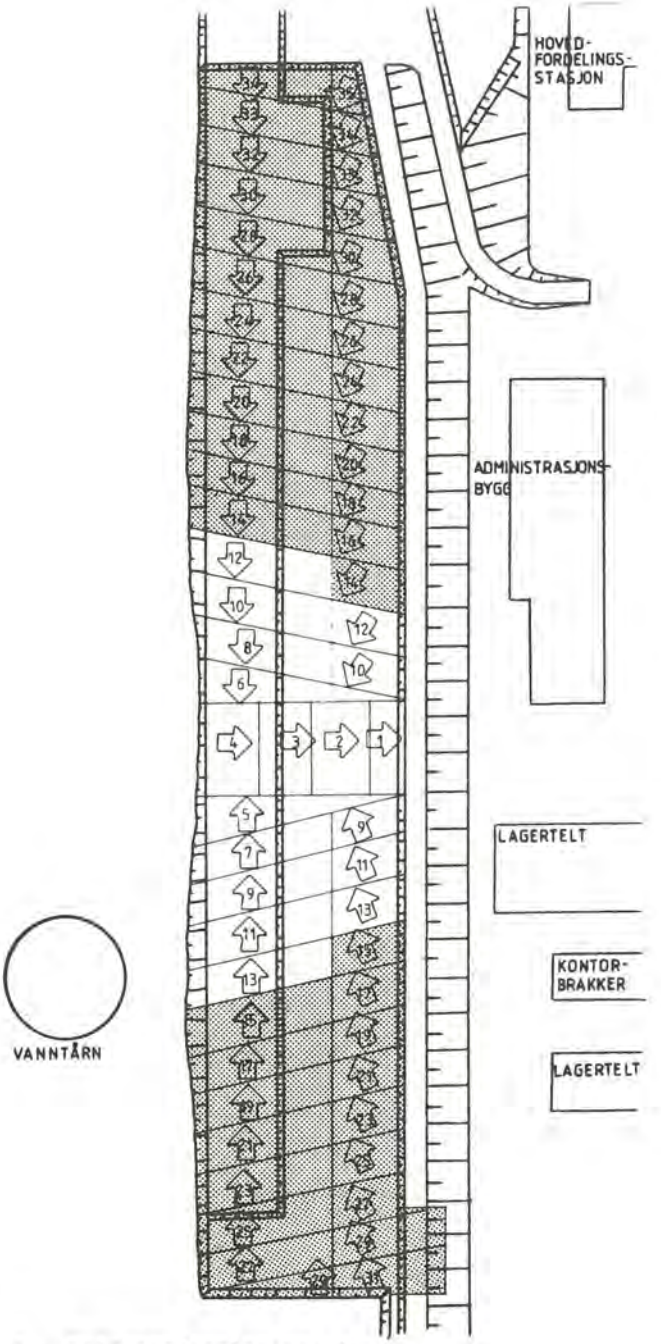


Fig. 5. Endringsforslag nr. 2.

5.0 RESULTATER

Bergarten på Sture er en greis med granittisk mineralsammensetning. Den er forholdsvis lett sprengbar, men gir lav borsynk og tildels meget høy borslitasje. Fjellet gir tydelig kløv etter foliasjonen, men er også gjennomsatt av flere hovedsprekkesystemer. Et system av leirfylte sprekker og svakhetssoner går parallelt lengdeaksen på Terminalen. Sleppene har steilt fall, og avløsningsplanene kan lett bli parallelle med den største langsgående skæringsveggen. Dette vil forårsake en del utfall, rensk og boltesikring.

For planeringsarbeidene i både Sture 1 og 2 har det vært svært store boravvik. Hull på under 10m lengde har bøyet av mer enn 2m fra startretningen. Som regel har denne avbøyingen gått utover fra ferdig vegg, noe som har gitt et omfattende behov for etter-sprengning i nederste del av skjæringsveggene. For vanlig salve-skyting, skaper avbøyingen uvisshet om hvor ladningene befinner seg i fjellet. Det må forventes at forsetning og hullavstand vil være svært varierende i sprengningsplanum.

Alle salvehullene ble boret med 2 1/2" (64mm) hulldiameter. Konturhullene ble derimot boret med 2" (51mm) hulldiameter for å gi rørladningene et riktigere forhold mellom sprengstoffmengde og innvendig borhullsoverflate. På hovedområdet ble salvehullene boret med et bormønster og ladet som om de var 51mm. Det var kun tillatt å bruke patronert sprengstoff. Dette for best å kunne kontrollere ladningsmengdene i hvert hull.

Med få unntak klarte entreprenøren å skyte salvene uten sprut og ukontrollert fremkast. De få unntakene skjedde hovedsakelig i startfasen, da det ble foretatt forsøksprengning på det sydlige området som lå et stykke unna for seg selv. Ved én anledning ble det noe skader på entreprenørens egne anleggsbiler. Ved en annen anledning havnet det et par steiner utenfor trappen til en annen entreprenørs kontorbrakker. Ved en tredje anledning ble støv og små steinfragmenter tatt av vinden og regnet ned over Byggherrens anleggskontor. (Disse episodene forble naturlig nok ikke ukommentert.) Dog skjedde ingen skader. Den eneste sprut man hadde fra hovedområdet, skyldes en etterspretting av en gjenstående del av en salve innerst mot skjæringsveggen. En stein i fotballstørrelse fant da veien ut gjennom mattene, og gikk gjennom duken til Installasjon-entreprenørens (MRV's) lagertelt. Bortsett fra et hull i duken, skjedde det allikevel ingen skader. Dette ga imidlertid støtet til en sterk innskjerping av alle krav, såvel for planlegging, gjennomføring og rapportering av salveskytingen.

Med hensyn til rystelser, ble grensene overholdt med kun få og ubetydelige overskridelser. De høyeste rystelsene på vanntårnet opptrådte naturlig nok når det ble skutt nærmest innunder, der avstanden var minst og pallhøyden var størst.

Salvestørrelsene varierte fra ca. 1000m^3 til ca. 3400m^3 pr. salve. I en og samme salve kunne pallhøyden variere fra 3m til 15m, da med et areal på ca. 400m^2.

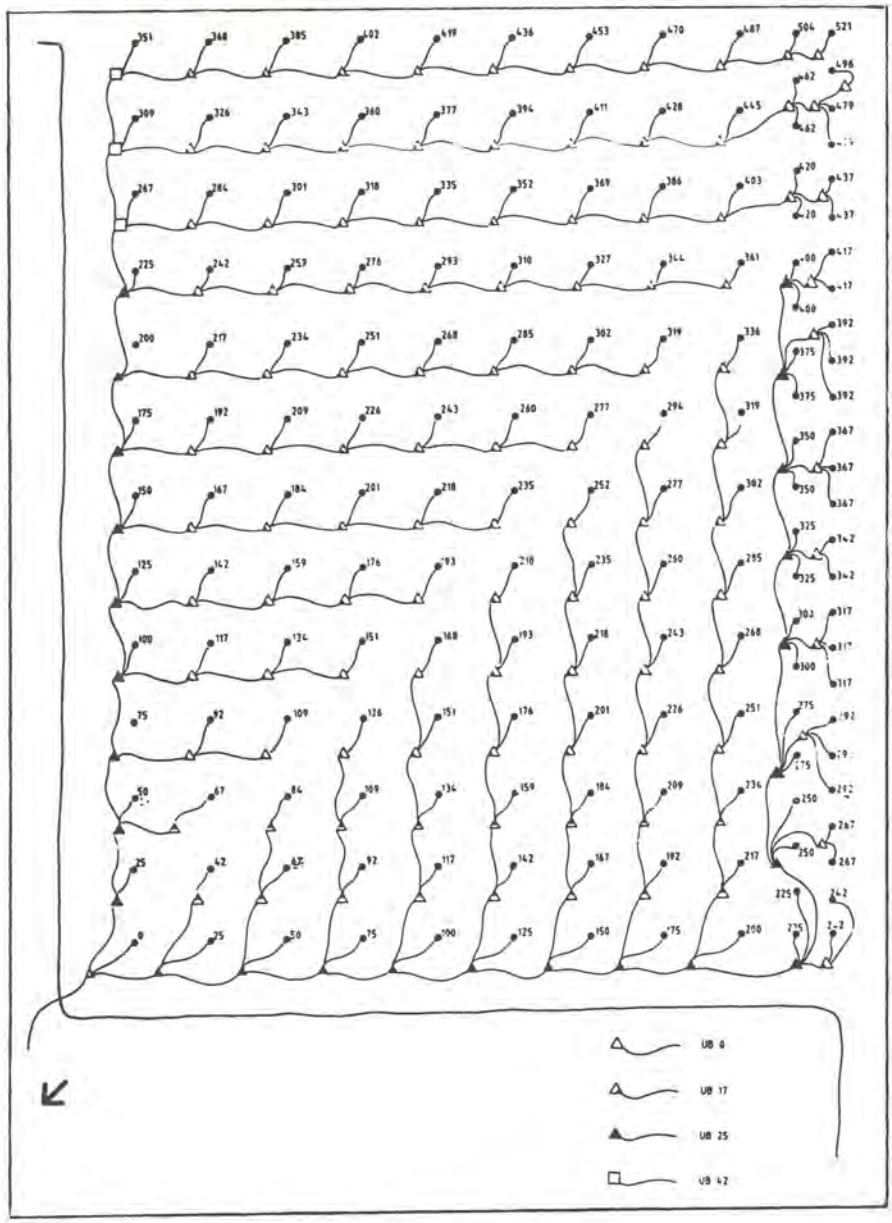


Fig. 6. Eksempel på kobling av salve med Nonel Unidet.

Som tenningssystem ble det til å begynne med bare brukt Nonel Unidet. Dette systemet gjør det mulig å skyte store salver med små enhetsladninger. Ved å kombinere separate forsinkerelementer med ulik forsinkertid i serier, kan det i teorien oppnås et stort antall nummer. Et eksempel er vist i figur 6. Dyno Consulent la opp systemet.

Imidlertid er det ikke mulig å kontrollere om koblingene er intakte under dekkingsarbeidet. Det var derfor en del skepsis til opplegget på forhånd. Det viste seg dessverre at skepsisen var berettiget. Ved en rekke anledninger ble deler av salvene stående igjen, og det var tydelig at dette skyldes brudd i opptenningsslangene.

Etter mye plunder og heft gikk entreprenøren etter en stund over til elektriske tennere, såfremt kan derved kunne oppnå tilstrekkelig med tennernummer. Ved flere tilfeller valgte han å heller skyte mindre salver enn å benytte Nonel. Dette førte til at området ble delt i flere salver i bredden. Salvene var lengdeveis forskjøvet i forhold til hverandre, noe som gjorde det mulig å skyte inntil alle salvene i bredden i tilnærmet én operasjon, ved at de ble separat avfyrt med bare få minutters mellomrom. Dette ble godkjent som "én" salveskyting.

Som nevnt, besto de betydeligste problemene i at deler av salvene sto igjen. Hvilken del som gikk, kunne være noe tilfeldig, avhengig av hvor bruddet var i Nonel-slangene. Foruten mye ekstra-arbeid for entreprenøren, skaper slike forhold også en unødig sikkerhetsrisiko, såvel ved avfyring av en mislykket salve, som ved å "ta igjen" deler av den.

Et annet forhold det ble fokusert på, var overholdelse av kravene til underboring. Byggherren foretok sporadiske kontroller, der en større del av hullene i en salve ble peilet. Man fant da at nesten alle hull var boret for dypt. Hull opptil 2m dypere enn tillatt ble registrert. Underboringen varierte sterkt fra hull til hull. Etter et par slike kontroller, ble entreprenøren pålagt å peile all hullene før lading og fylle opp med sand til maksimum tillatt underboringsnivå.

Kvaliteten på de gjenstående flatene ble stort sett som forventet. Dvs. ganske opplukket i toppen, men bedre lenger ned. Rensken ble utført både med gravemaskin og som spettrensk. Man måtte tildels holde igjen noe på maskinrensken, for ikke å ta ned mer enn praktisk ønskelig.

Permanent sikring ble utført med innstøpte bolter, bånd og noe nett (på et begrenset område). Sikringsomfanget var omtrent som forventet.

Med hensyn til fremdriften, klarte Astrup-Høyer å bli ferdig i tide på de ulike områdene, takket være en imponerende slutt-innspurt. De siste to tredjedeler av sprengningsarbeidene på hovedområdet ble utført uten vesentlige problemer og uten uhell.

6.0 ERFARINGER - KONKLUSJONER

Man kan ikke forvente at byggherre og entreprenør skal ha helt sammenfallende interesser i enhver sak. Heller ikke denne jobben forløp uten meningsutvekslinger. Det er byggherrens syn som kommer til uttrykk i de etterfølgende konklusjoner.

Etter byggherrens oppfatning, viste det seg å være nødvendig med de strenge krav til utførelse av sprengningsarbeidene, som var satt.

Byggherren følte også at det var nødvendig med en tett oppfølging av entreprenøren i hans planlegging og utførelse av arbeidene.

En videre erfaring fra denne jobben er at det er viktig å foreta en grundig planlegging. Det er like viktig at planene blir fulgt. For å få til dette, må entreprenørens egenkontroll omfatte alle ledd.

Forøvrig ser det forsatt ut som det er vanskelig å få sprengningsfolk til å tegne opp og planlegge på papiret hva de har tenkt å gjøre. Det var ihvertfall ikke bestandig like lett å få bore- og ladeplaner i tide.

Et annet spørsmål som reiser seg etter denne sprengningsjobben, er årsaken til det store boravviket vi har hatt på Sture. En mistanke går i retning av at moderne utstyr med raske hydrauliske bormaskiner, stort matetrykk og bruk av stiftborkroner kan ha en medvirkende årsak. Det vil fortsatt være behov for nøyaktig boring i tiden fremover - uansett fjellforhold. Dette bør derfor være en utfordring for produsenter og leverandører av borutrustning og -maskiner.

SPRENGNINGER MED NONEL UNIDET

BLASTING WITH NONEL UNIDET

Daglig leder, Hans Peter Moe, Dyno Consult A.S

SAMMENDRAG

Nonel Unidet er en variant av det ikke-elektriske tennsystemet Nonel. Unidet-systemet er utviklet for å oppnå størst mulig enkelhel i såvel bruk som lagerhold. Systemet gir mulighet for langt flere intervaller enn de tradisjonelle millisekund-seriene. De brukereksemplene som er trukket frem i denne artikkelen viser at det er nettopp denne muligheten som er utnyttet. Bruk av Nonel Unidet førte til at man på disse anleggene kunne sprenge større salver uten at ladningsmengden pr. intervall, og dermed rystelsene fra sprengningen, ble større.

SUMMARY

Nonel Unidet is a version of the nonelectric delay blasting system of Nonel. The Unidet-system has been developed to achieve a maximum simplicity of operation and stock handling.

The system gives the possibility og a lot more delays than the traditional electric delay blasting system.

This article describes some examples of practical use of the Unidet system in urban areas. With the Nonel Unidet - system it's possible to increase the number of charges in one blast without increasing the ground vibrations due to the blasting.

INNLEDNING

Nonel er et ikke-elektrisk tennsystem som har vært på markedet i ca. 15 år. I denne perioden har systemet gjennomgått stadig utvikling og forbedringer.

Nye versjoner er kommet på markedet flere ganger og blant de siste av disse er Nonel Unidet. Dette systemet er utviklet for å oppnå maksimal enkelhet i såvel bruk som lagring. Unidet er beregnet for alle typer sprengning med unntak av tunnelsprengning.

Denne artikkelen vil trekke frem eksempler på praktisk bruk av Nonel Unidet-systemet, samt de muligheter det er til å kombinere de ulike Nonel-systemene.

NONEL-SYSTEMET

Nonel-Unidet er i likhet med alle de andre Nonelproduktene, basert på Nonel slangen, en såkalt støtbølgeleder. Nonel-slangen er tilvirket i plast. Slangens innside er belagt med et tynt sprengstoffsjikt. Ved opptenning dannes det en støtbølge i slangen som forplanter seg med en detonasjonshastighet på 2000 m/s. Reaksjonen kan sammenlignes med en støveksplosjon som forblir innesluttet i slangen. Slangen har ingen egen sprengvirkning.

Nonel-tenner

En Nonel-tenner er krympet på den ene enden av en utmålt lengde Nonel-slange mens den andre enden er forseglet. Nonel-slangens innføring i tennerhylsen er forsynt med en ekstra gummi-hylse som beskytter mot knekk og slitasje.

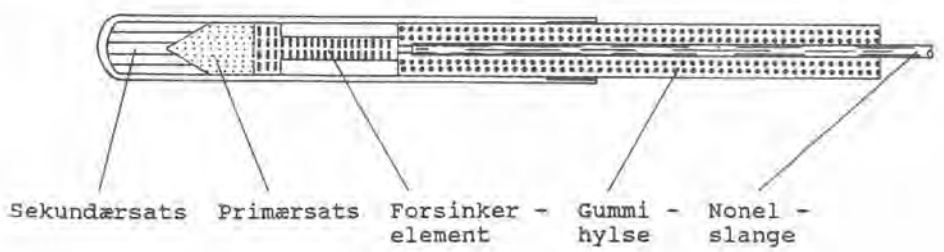


Fig. 1 Nonel-tenner skjematisk

Vann- og fuktighetsbestandighet

Nonelslangen er laget av plast og er derfor ikke fullstendig diffusjonstett. Tennerenes forsinkerelement er følsomt for fuktighet. Tennere som blir lagret i lang tid i et ugunstig miljø, kan skades p.g.a. vandring av fuktighet gjennom slageveggen. Dette kan gi en feilaktig forsinkelse. Alt Nonel-materiell leveres derfor i lufttette pakninger. I originalemballasjen bør Nonel-tennere ikke lagres i mer enn to år før de brukes opp. Åpnes emballasjen må tennerene brukes innen tre måneder.

Temperatur- og trykkbestandighet

I praktisk bruk kan Nonel-tennere anvendes innenfor temperatur-området -25°C till +50°C. Tennere kan utsettes for et vanntrykk på 200 kPa i 14 døgn.

Nonelslangen tåler et strekk på ca. 20 kg før den går i brudd.

Støt- og friksjonsfølsomhet

Det er gjort undersøkelser for å påvise om Nonel-slangen lar seg initiere ved påboring. Utfallet av disse testene viser at Nonel-slangen ikke lar seg initiere ved påboring eller friksjonsbelastning.

Som et eksempel på hva Nonelslangen tåler kan nevnes at laveste hastighet som er målt for tenning i beskytningstester mot stålunderlag er ca 70 m/s. Til sammenligning er kritisk hastighet for en innesluttet Dynamit-ladning ca 10 m/s. Heller ikke i friksjonstester med slepelegme av stål i granitt-renne, har det vist seg mulig å initiere Nonel-slangen.

Pallsprengning med Nonel

Nonel i kombinasjon med detonerende lunte og forsinkerelementer har vært i bruk ved større pallsprengninger i ca. 10 år. Fig. 2 viser et skjematisk eksempel på systemet.

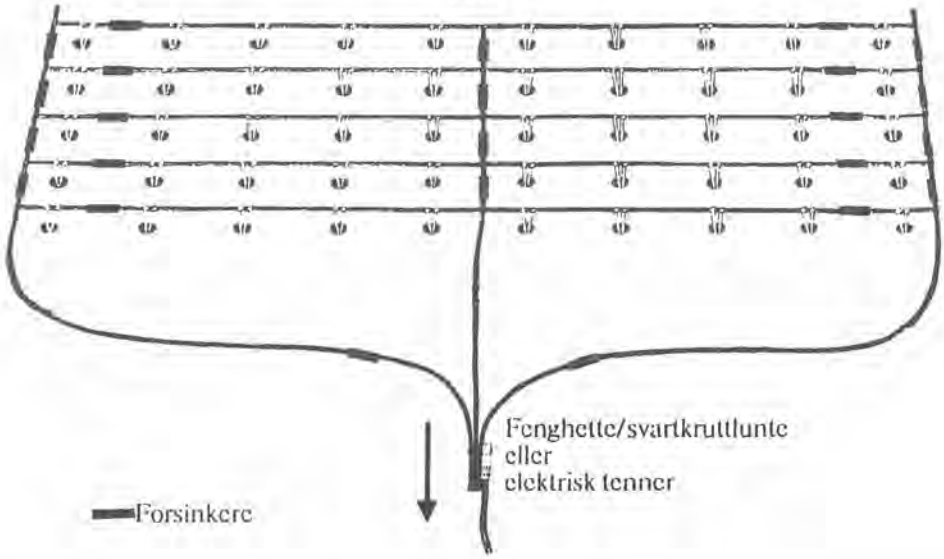


Fig. 2. Pallsalve med Nonel, det.lunte og forsinkere.

I mindre pallsprengninger og grøftesprengninger er systemet Nonel, detonerende lunte og forsinkerelementer ikke like godt egnet. Sjokkutbredelsen fra overflate-systemet er stor, og faren for kutting og detonasjonsbrudd øker når hullavstanden blir mindre. Detonerende lunte kan dessuten ikke under noen omstendighet brukes under dekningsmateriell.

Nonel Unidet

Nonel Unidet ble utviklet for å kunne tilfredsstille behovet for et enkelt og rasjonelt system også ved mindre sprengningsarbeider.

Nonel Unidet er en relativt ny versjon av Nonelsystemet, utviklet for å oppnå maksimal enkelhet i såvel bruk som ved lagring. Systemet kan f.eks. fullt ut erstatte hele utvalget på minst 18 intervallnumre i det konvensjonelle systemet. Unidet-tenneren har en lang, meget vel kontrollert basisforsinkelse på h.h.v. 475 millisekund og 500 millisekund.

På fjelloverflaten kan man bygge på tenneren forsinkelse, til dette finnes det fire forskjellige koblingsenheter.

Unidetsystemet inneholder dermed maksimalt 6 ulike komponenter og kan brukes til alle slags sprengninger over og under jord, dog ikke tunnelsprengning. Fig. 3 viser komponentene i dagens Unidet-system.

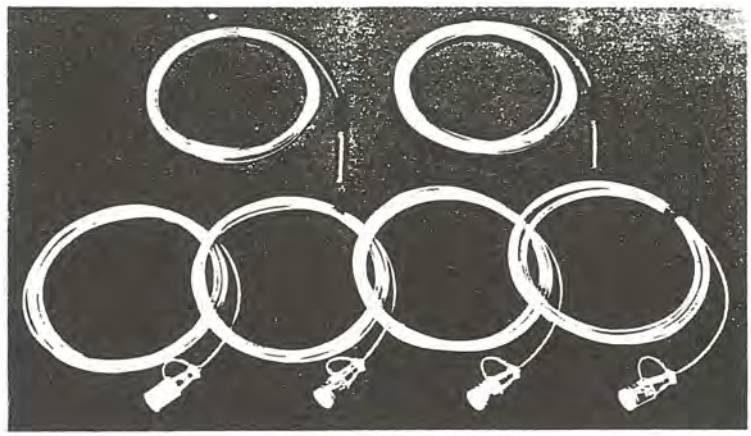


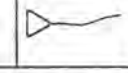
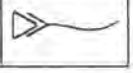
Fig. 3. Komponenter i Nonel Unidet-systemet.

Unidet - tenneren

Unidet-tenneren kalles for U-500 eller U-475. Disse har en innebygget forsinkertid på h.h.v. 500 og 475 m/s.

Unidet-koblingsblokker

For sammenkobling av Unidet-salver finnes 4 ulike koblingsblokker. Blokkene har innebygget forsinkertid på hhv. 0, 17, 25 og 42 millisekunder. Tabell 1 viser hvilke fargekoder og symboler som benyttes for de forskjellige koblingsenhetene.

Koblingsblokkens farge	Gul	Blå	Rød	Grønn
Benevelse	UB 0	UB 17	UB 25	UB 42
Forsinkertid	0	17	25	42
Svart-hvitt symboler				

Tabell 1. Nonel Unidet koblingsenheter

Funksjonsprinsipp

Hvert hull i salven får sitt/sine faste intervall. Dvs. alle hull har samme basisforsinkelse på f.eks. 500 ms. Se fig. 4.

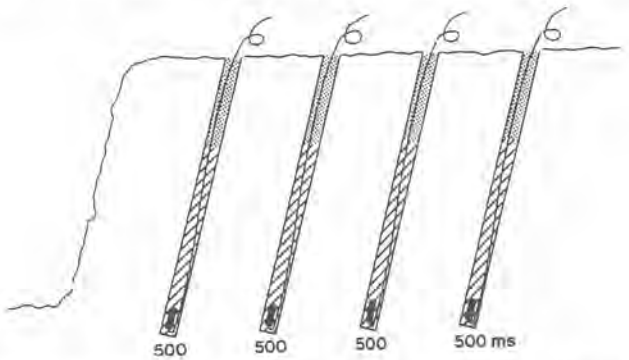


Fig. 4. Nonel Unidet i borehull. Samme basisforsinkelse, 500 ms i alle hull.

Når salven er ferdigladet skal tennerene sammenkobles. Man velger som regel en UB 0 som første blokk. Dette gir momentan detonasjon. Neste steg vil være å koble inn en koblingsblokk med forsinker, f.eks. en UB 25 med 25 ms forsinkelse. Man kan siden gå i steg på 25 ms. Se fig. 5.

Til opptenning av dette eksemplet går det med 75 ms mens første hull først detonerer etter 500 ms. Opptenningen vil dermed hele tiden være foran brytningen.

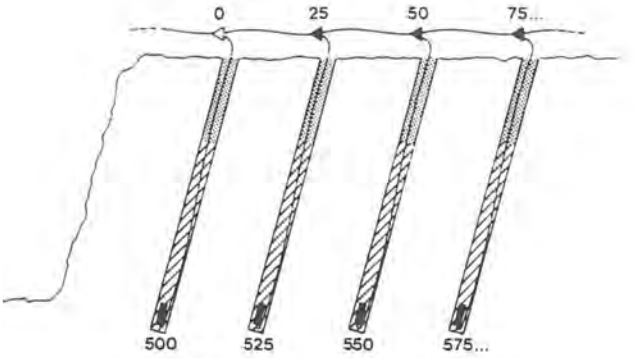


Fig. 5. Funksjonsprinsipp Nonel Unidet.

Nonel Unidet i system

Nonel Unidet - systemet er velegnet til å redusere rystelsene fra sprengningsarbeider. Ved å utnytte tidsforskjellen mellom komponentene UB-17 og UB-25 i samme salve, kan man bygge opp enkeltstående intervaller. Se fig. 6.

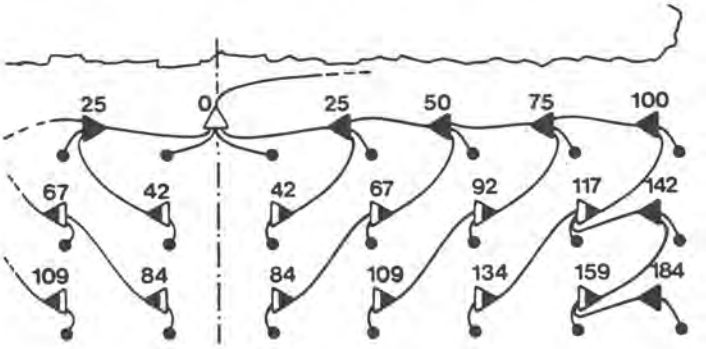


Fig. 6. Nonel Unidet i optimal sprengning.

Selv store salver er det mulig å bygge opp slik at nominell forsinkertid ikke blir lik for mer enn to hull. Dette systemet er også et viktig bidrag til bedre fragmentering.

Nonel Unidet kombinert med Nonel GT MS

Ved enkelte spreningsoppdrag kan ladningsmengde pr. intervall være så sterkt beregnet at man har behov for flere tennerintervall pr. borehull. I slike tilfeller viser det seg at det kan være gunstig å kombinere de to systemene Nonel Unidet og Nonel GT MS.

Hvert hull lades med de samme intervallene fra Nonel GT MS serien.

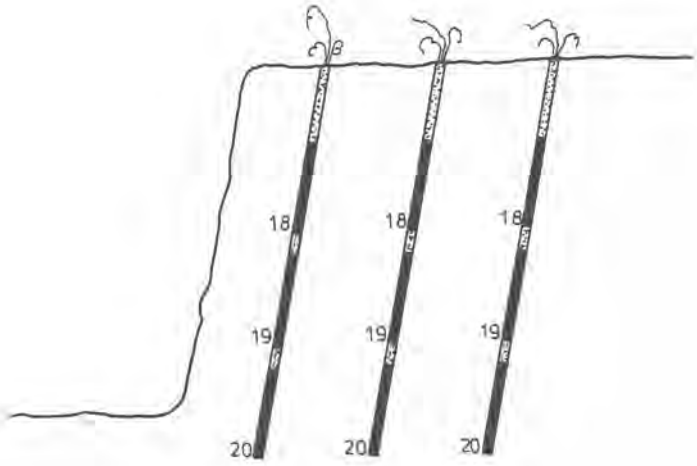


Fig. 7. Nonel GT MS med samme tennerintervall i alle hull.

Når salven er ferdigladet, kobles ladningene sammen ved bruk av Nonel Unidet koblingsblokker slik at hver ladning får sin spesielle forsinkertid.

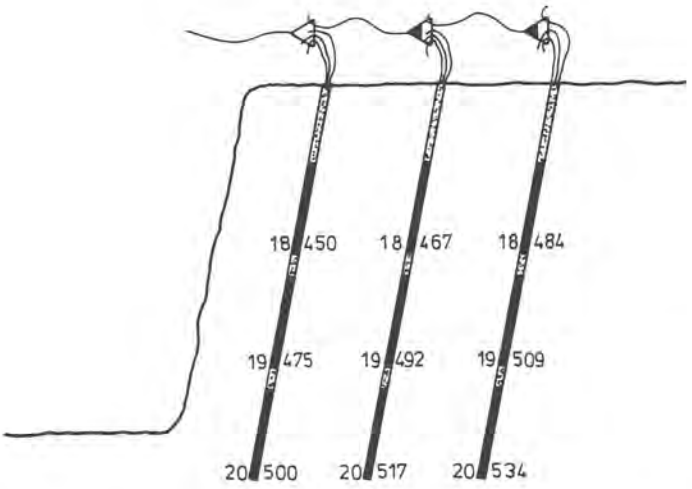


Fig. 8. Prinsippskisse som viser sammenkobling av Nonel Unidet og Nonel GT MS samt nominell forsinkertid før hver enkelt ladning.

Bruk av Nonel-Unidet systemet

Nonel Unidet systemet har siden det ble introdusert i 1985 blitt tatt i bruk på stadig flere sprengningsarbeider. Størst anvendelse har det på arbeider hvor ladningsmengde pr. intervall er så sterkt begrenset at det er vanskelig å få til et rasjonelt sprengings-opplegg ved bruk av andre tennsystemer.
I det etterfølgende er det trukket frem noen eksempler på praktisk bruk av Nonel Unidet.

Moldeskred Knuseverk, Ulsteinvik

Pukkverket er kommet i en situasjon hvor de er avhengig av å sprenge salver tett inntil og over Kvalneset tunnel på Rv 61. For å redusere faren for utstøting av stein i tunnelen har Vegvesenet gitt en grense for maksimalt ant. kg sprengstoff pr. tennerintervall. Med de hullengder og borehullsdimensjoner som benyttes her, vil det i praksis bety et hull pr. intervall. Pukkverket ønsket å kunne sprenge salver på ca 5-6000 fm^3 pr. gang fordi dette ga den mest rasjonelle driften. Dette tilsvarer ca 50-60 hull av 3" diameter og et boremønster på 3,00 x 1,85 og en pallhøyde på ca 17 meter.

Det ville ikke være mulig å oppnå denne salvestørrelsen ved bruk av elektriske millisekundtennere. Det ble bestemt å prøve Nonel Unidet. En salve på ca. 5500 fm^3 ble boret opp.

Sprengstoffet som ble benyttet var Anolit og Dynamit, spesifikt sprengstoff-forbruk på 0,6 kg/m^3. Ladning pr. intervall ble i gjennomsnitt 60 kg.
Tenningsopplegget er vist i fig. 9.

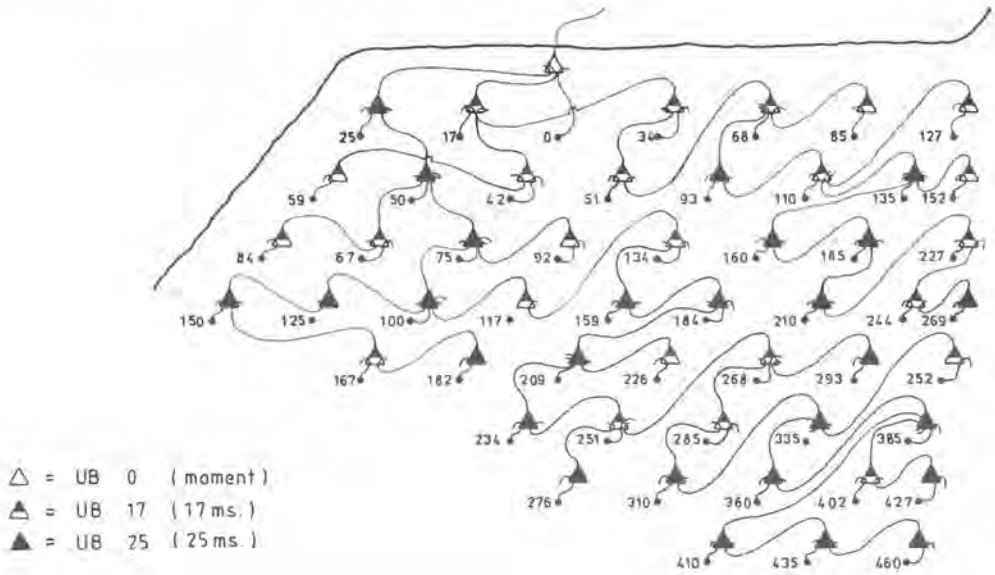


Fig. 9. Tenningsopplegg, Moldeskred knuseverk.

Salven ble sprengt og den brøt godt og viste fin nedknusning.

Vibrasjonene målt i tunnelveggen var blitt redusert betraktelig fra tilsvarende salver som var tent opp med elektriske tennere.

Sammenligner man svingehastighet på den siste salven skutt med elektriske tennere og denne med Nonel-Unidet system, viser det seg at vibrasjonene i samme pkt. i tunnelen ble redusert fra 71 mm/sek til 28 mm/sek.

Filipstad

Utsprengning på Filipstad adkomst Fjellinjens Vestside gav opptil 12 m høye paller. Med de begrensninger som var satt til maksimal svingehastighet og maksimalt utsving, h.h.v. 40 mm/sek og 80 u, førte det til at sprengstoffmengden pr. intervall ble sterkt begrenset.

For å tilfredsstille kravene til maksimale vibrasjoner og samtidig få en mest mulig rasjonell drift, ble det valgt å benytte Nonel Unidet som tennsystem på de partiene hvor man hadde de høyeste pallene.

Nødvendig sprengstoffmengde for hvert hull ble fordelt på fire separate intervaller i Nonel GT MS-serien. Intervallene 17,18,19 og 20 ble valgt som basisforsinkelse. Under sammenkoblingen ble det benyttet UB-42. Dette ga et tenningsopplegg som vist i fig. 10.

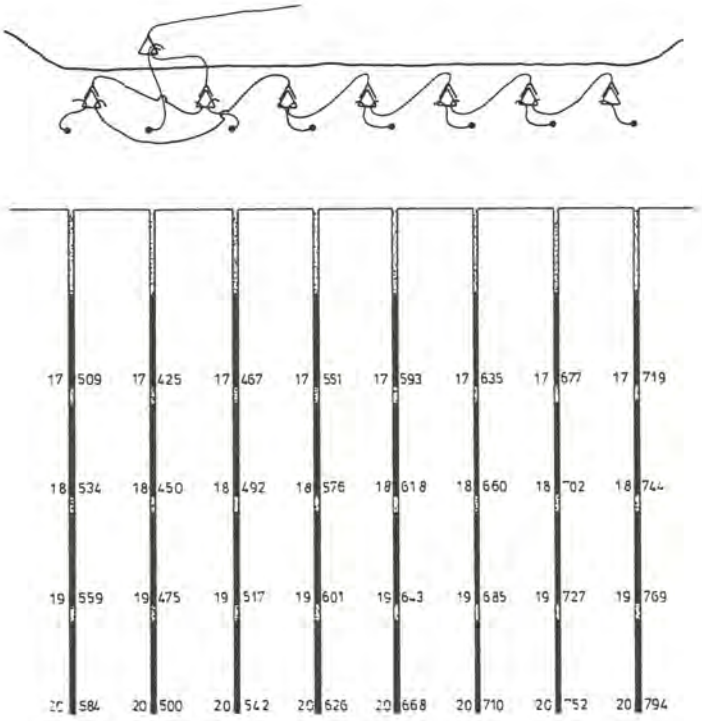


Fig. 10. Tenningsopplegg brukt i forskjæring til Fjellinjen.

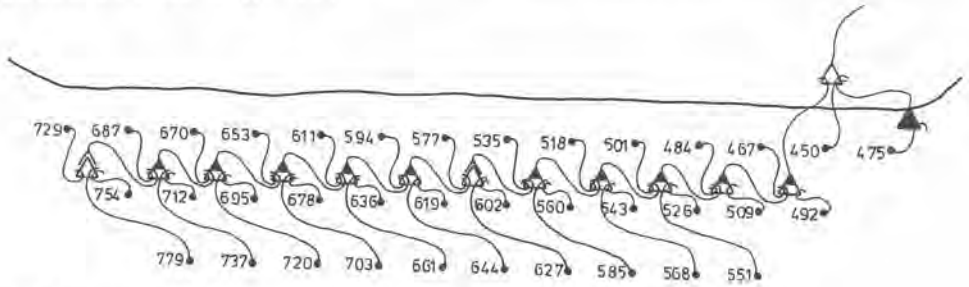
Det ble forsøkt flere varianter, men grunnet faren for overlapping og derav ukontrollerbare vibrasjoner viste det seg at det viste tenningsopplegget ga de beste salvene.

Med dette opplegget får man 30 ulike intervaller tilgjengelig, dvs. 50 % flere intervaller enn i en vanlig elektrisk millisekund-serie.

Franzefoss Bruk A.S, avd. Sandvika

Franzefoss Bruks brudd i Sandvika ligger i et tett bebygget område. Det innebærer at sprengstoffmengder pr. tennerintervall er begrenset og at salvestørrelsene derfor blir begrenset av antall tilgjengelige intervaller i det valgte tennsystem.

Med de krav som er satt til maksimalt utsving, kan det kun sprenges et hull pr. intervall. Ved å bruke elektriske millisek. tennere, VA-tennere, var maksimalt antall intervall 20. For øke salvestørrelsen uten å øke rystelsene fra salven, måtte man over på et annet tennsystem. Det ble valgt å satse på et system der man kombinerer Nonel-Unidet og Nonel GT MS. Hver rast får sitt nr. i Nonel GT MS-serien og de kobles sammen ved hjelp av Nonel-Unidet koblingsblokker. Se fig. 11.



△ = UB 0 (moment)
▲ = UB 17 (17 ms.)
▲ = UB 25 (25 ms.)
△ = UB 42 (42 ms.)

FØRSTE RAD: NONEL GT/MS NR. 18
MIDTRE RAD: ——"—— " 19
BAKRE RAD: ——"—— " 20

Fig. 11. Tenningsopplegg Franzefoss Bruk, Sandvika.

Dette tenningsopplegget benyttes nå ved all pallsprengning under jord, og har gitt tilfredsstillende sprengningsresultater. Målte vibrasjoner fra salvene har heller ikke gått opp selv om salvestørrlsen er økt med nesten 100 %.

AVSLUTNING

Ekspemplene på praktisk anvendelse av Nonel Unidet-systemet, viser at det er mulig å skreddersy et rasjonelt tennsystem nærmest for et hvert behov.

Dersom ladningsmengden pr. intervall blir sterkt begrenset gjennom de krav som er satt til maksimale vibrasjoner, kan Nonel Unidet-systemet åpne for større salver og mer rasjonell drift enn et elektrisk tennsystem kan.

Det er viktig å påpeke at for å få full utnyttelse av disse systemene kreves det nøye planlegging på forhånd. Tenningsplanen må legges opp slik at man ikke utilsiktet får sammenfallende intervall. Dette kan lett oppstå når salvene skal gjøres størst mulig og man også kombinerer to ulike forsinkersystem slik det gjøres når Nonel GTMS kombineres med Nonel Unidet.

Tar man hensyn til disse momentene, viser det seg at Nonel Unidet, enten som selvstendig system eller i kombinasjon med Nonel GT MS, gir muligheter for rasjonelle løsninger også på steder hvor det er lagt strenge restriksjoner på sprengningsarbeidet.

ANALYSE AV SALVESPRENGNING

Siv. ing. Karl Kure
Cand. scient. Jan Kristiansen
Siv. ing. Karstein Monsen
Norges Geotekniske Institutt, P.b. 40 Tåsen, 0801 Oslo 8

SAMMENDRAG

Foredraget gir en oversikt over nye teknikker og metoder som NGI med finansiell støtte fra Norges Teknisk- Naturvitenskaplige Forskningsråd og i samarbeid med industrien utvikler for å rasjonalisere fjellsprengningsteknikken.

I korte trekk skisseres mulighetene for å benytte seismisk tomografi til ingeniørgeologisk forundersøkelse av fjellmassiver hvor det skal sprenges. Videre omtales terrengmodelleringssystemet TERMOS og beregningsprogrammet TERMOS-BLAST for bruk til driftsplanlegging, salveplanlegging og styring av borearbeidet.

Gjennom småskala- og fullskala sprengningsforsøk er det mulig å utvikle en "realistisk" parameter som beskriver forskjellige sprengstofftypers evne til å fragmentere og kaste frem fjellet under sprengningsprosessen. Resultatene så langt skisseres. High-speed-filmteknikk er et nyttig hjelpemiddel ved analyse av sprengningsforløpet. Gjennom figurer og video vises noen analyseeksempler.

SUMMARY

This lecture gives a survey over the new techniques and methods developed by NGI, in rationalize the rock blasting.

The development is mainly financial supported by NTNF and is carried out in cooperation with the industry.

The use of cross-hole seismic tomography for engineergeological field exploration of the rock massive are briefly discussed.

The terrainmodelingsystem TERMOS and the calculating program TERMOS-BLAST, for use in operations and blastplanning, and in steering of the drilling, are presented.

NGI is developing, through small- and largescale blastingtests, a new "realistic" parameter for describing different explosives ability in fragmentation and throw of the rock. The preliminary results are presented. A useful tool in rock blasting analysing is High-Speed photography. Some examples in the analysing possibilities wich are given by the High-Speed camera, are presented through figures and a videotape.

INNLEDNING

Norsk fjellsprengningsteknikk har nådd et høyt internasjonalt nivå.

De store ressurser som i etterkrigstiden er satset særlig innen vannkraft- og vegutbygningssektoren, har bidratt til å forandre sprengningsteknikken fra å være et typisk håndverk til å bli en planleggbar og styrkbar prosess.

De grunnleggende forutsetninger for dagens teknikk ble særlig skapt gjennom utviklingen av effektiv borutrustning og nye sprengstoffer og tennmidler i 60- og 70-årene.

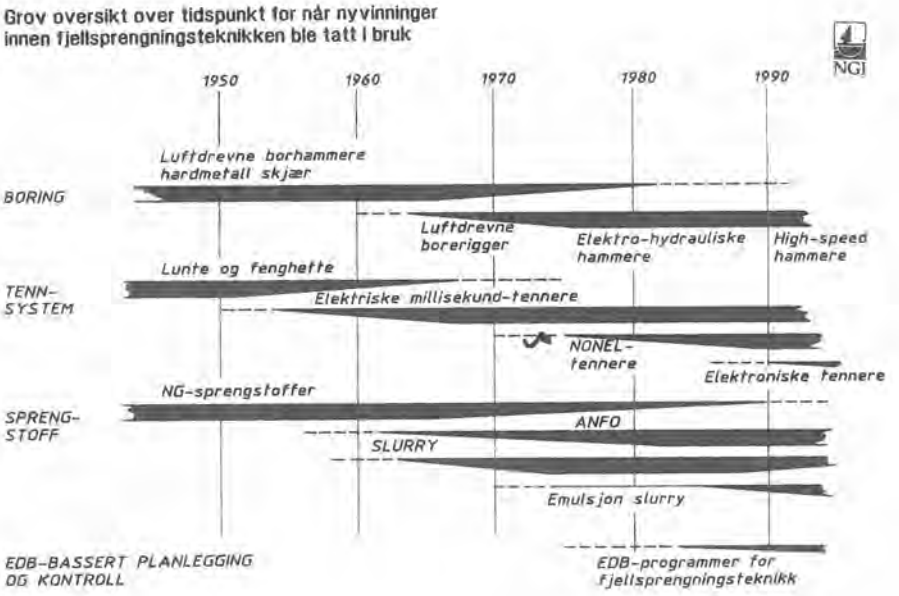
Ved overgangen til 90- årene står nye programerbare, elektroniske tennere klare til å bli tatt i bruk. Disse tillater et nesten ubegrenset antall intervallnummer.

Nye emulsjonssprengstoffer med store muligheter til å variere energiinnhold og detonasjonshastighet er under utvikling.

Hydrauliske bormaskiner, som kan gi borsynk helt opp til 3 m/minutt for mindre borhullsdiameter, lanseres.

Gjennom EDB-programmer kan sprengningsprosessen teknisk og økonomisk planlegges, styres og kontrolleres på en bedre måte. Dette vil trolig bli den største nyvinning i 90- årene.

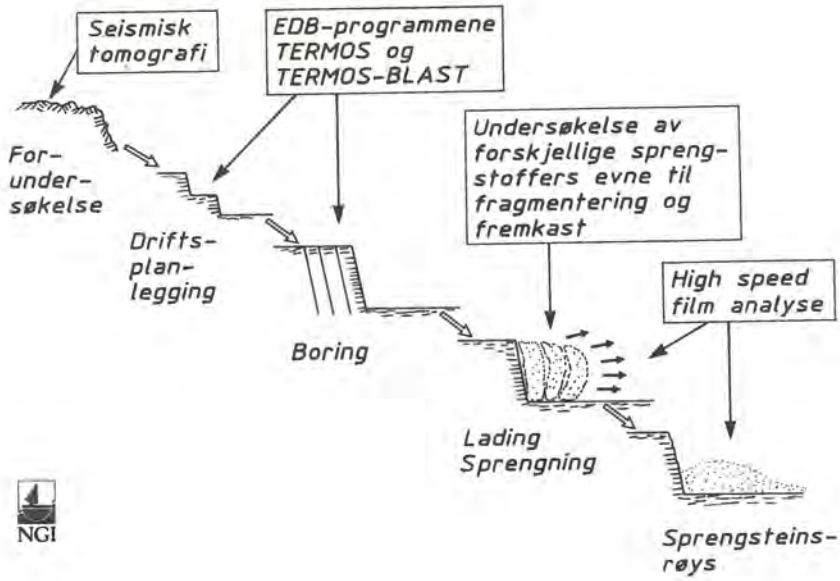
Grov oversikt over tidspunkt for når nyvinninger innen fjellsprengningsteknikken ble tatt i bruk



NGI'S KONSEPT FOR HELHETLIG PLANLEGNING OG STYRING AV SPRENGNINGSARBEID

Det er nær sammenheng mellom sprengningsopplegg og sprengningsresultat. Vi ser det som viktig å se alle delprosessene, som sprengningsresultatet avhenger av, i sammenheng. Delprosessene kan fremstilles som en sammenhengende linje av oppgaver.

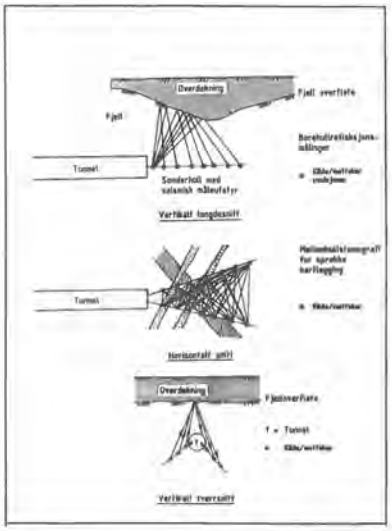
Ved å tilpasse bormønster, sprengstofftype og tennsystem til de stedlige bergartsforhold og ved å utføre borarbeidet med stor nøyaktighet, kan det beste teknisk/økonomiske resultat oppnås.

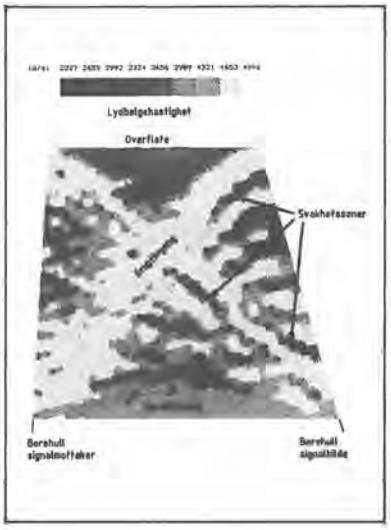


FORUNDERSØKELSE

Ved større sprengningsarbeider er det før planlegning igangsettes lønnsomt å foreta en geologisk kartlegging. Denne danner grunnlag for valg av driveretning og rekkefølge for salvene, og for valg av borehullsdiameter, bormønster, sprengstoff og tenningsopplegg. I spesielle tilfeller kan det være interessant å bruke seismisk tomografi for å kartlegge de geologiske forhold. Dette kan være aktuelt når bergmassivet er gjennomsatt av knusningssoner og omfattende sleppesystemer, eller når spesielt interessante steinkvaliteter skal tas ut adskilt fra "gråberget".

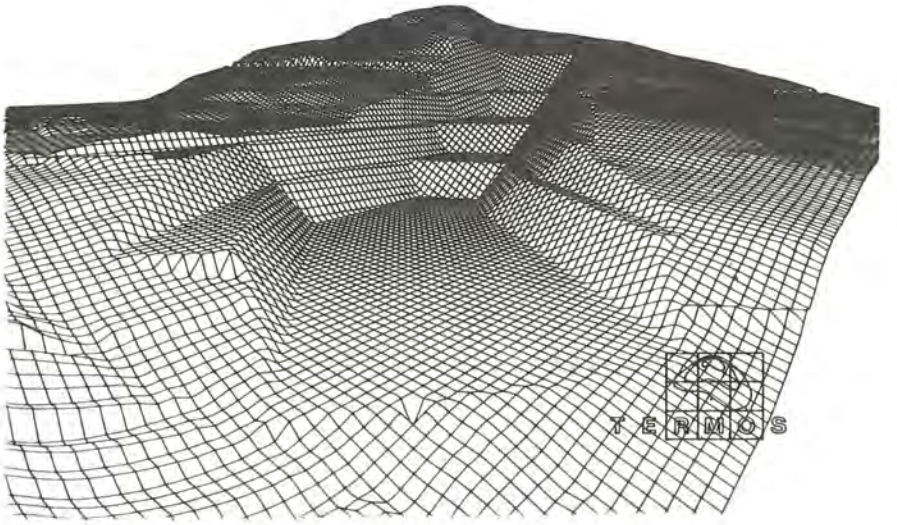
Seismisk tomografi utføres mellom borehull eller mellom borehull og fjelloverflaten. Som betegnelsen seismisk antyder er det hastighet, frekvens og form på lydsignaler som sendes gjennom fjellmassivet som danner grunnlaget for tolkningen. Resultat av undersøkelsen fremstilles nærmest som et kotekart gjennom ingeniørgeologiske interessante snittplan i fjellmassivet. Gråtonen er en skala for lydhastigheten.





DRIFTSPLANLEGNING

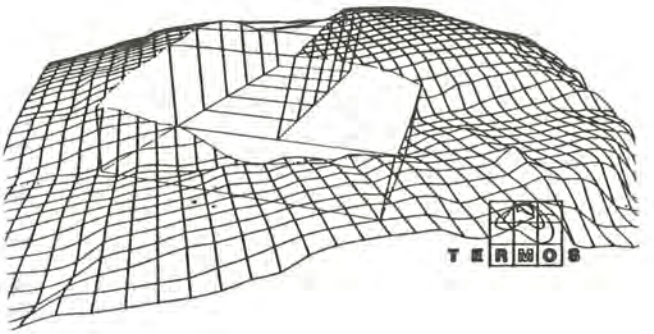
Med utgangspunkt i topografien i området, informasjon fra forundersøkelsen, nødvendig produksjon av sprengt stein, plassering/lagring/innbygging av massene osv. kan det utarbeides en plan for driften. Planene kan fremstilles som oversiktskart ved hjelp av digitale terreng-modeller, som rekkefølge av salver på kotekart og ved hjelp av snitt gjennom interessante deler av uttaksområdet. Den beste oversikt over den planlagte fremdriften får man ved å lage terrengmodeller av det planlagte uttak med masseberegning i forskjellige stadier i driftsperioden. De planlagte uttak kan under gjennomføringen av arbeidet sammenholdes med det virkelige uttak på det tidspunkt man ønsker en sammenligning.

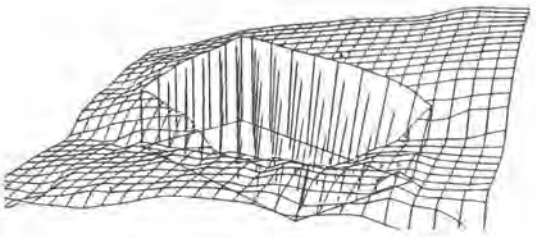


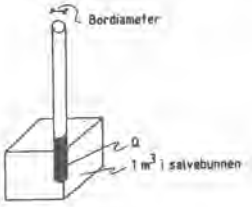
NGI benytter terrengmodelleringsystemet TERMOS. TERMOS er en matematisk modell som beskriver terrenget og beregner massene meget nøyaktig.

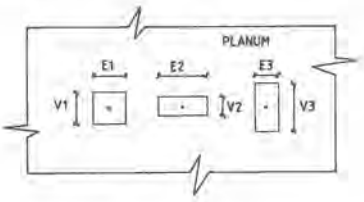
SALVEPLANLEGNING

Når de vesentligste særegenheter i fjellmassivet som knusningssoner, bergartsgrenser, grove slepper osv. er tilstrekkelig nøyaktig kartlagt, kan det utarbeides en detaljert plan over størrelsen og rekkefølgen på salvene. Salveplanene kan forandres og tilpasses driftsavvik under gjennomføringen.









Salveplanene utarbeides på grunnlag av geologiske data, erfaringsmessig sprengbarhet i den aktuelle bergart, planlagt anvenddelse av de sprengte masser, borhullsdiameteren og sprengstofftypen som skal benyttes.

Tennplanen tilpasses salvenes innspenning, faren for sprut og lasteutstyret som skal benyttes.

NGI benytter det egenutviklede beregningsprogrammet TERMOS-BLAST. Utgangspunktet for beregningen av bormønsteret er geometrien i bunnen av salven hvor innspenningen og motstanden mot fremkast er størst.

Bormønsteret kan bestemmes ut fra 3 kriterier:

1) Sprengstofforbruk pr m^3 i bunnladningen
2) Flateareal pr. borehull i bunnen av salven
3) Gitt hullavstand fordelt etter salvebredde

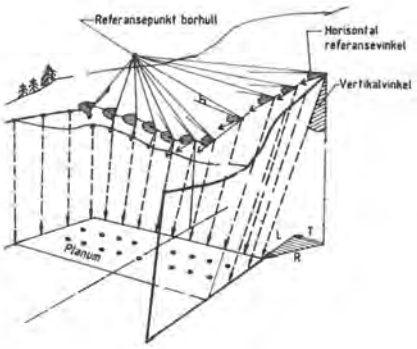
Hvert enkelt borehull representerer en matematisk vektor fra bunnen av salven til terrengoverflaten. Hvert enkelt hull kan gis individuell helning i to plan slik at hullene fordeles med lik innbyrdes avstand også når sideveggene i salven er skrå (f.eks. i vegskjæringer). Beregningsprogrammet angir ansettpunktet for hvert enkelt borehull med koordinater på pall-overflaten. Det er like nøyaktig i hellende terreng som på plane horisontale flater. Borplanen omfatter alle hull i salven og angir konturhullene med samme nøyaktighet som brytningshullene.

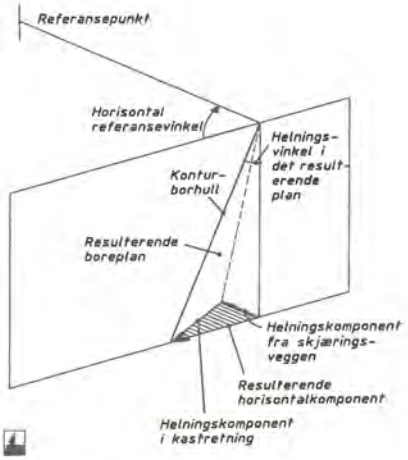
I borplanen markeres hvert enkelt borehull med et nummer. I en tilhørende tabell angis retningen og dybden hullet skal bores til. Borplanen er uttegnet på kartong (med plastovertrekk) ferdig til bruk for boreren. Ansettpunktet for hvert enkelt hull settes ut på pallen med totalstasjon (teodolitt med elektronisk målebok) og markeres med nummer.

BORENØYAKTIGHET

TERMOS-BLAST-programmet angir borhullets retning fra ansettpunktet på overflaten til salvebunnen eksakt. Retningen angis med 2 vinkler:

- en horisontalvinkel med retning fra et innmålt siktepunkt utenfor salven til et tenkt resulterende helningsplan (når hullet skal ha helning i to retninger som f.eks. i en vegskjæring)
- en vertikalvinkel i det resulterende helningsplan





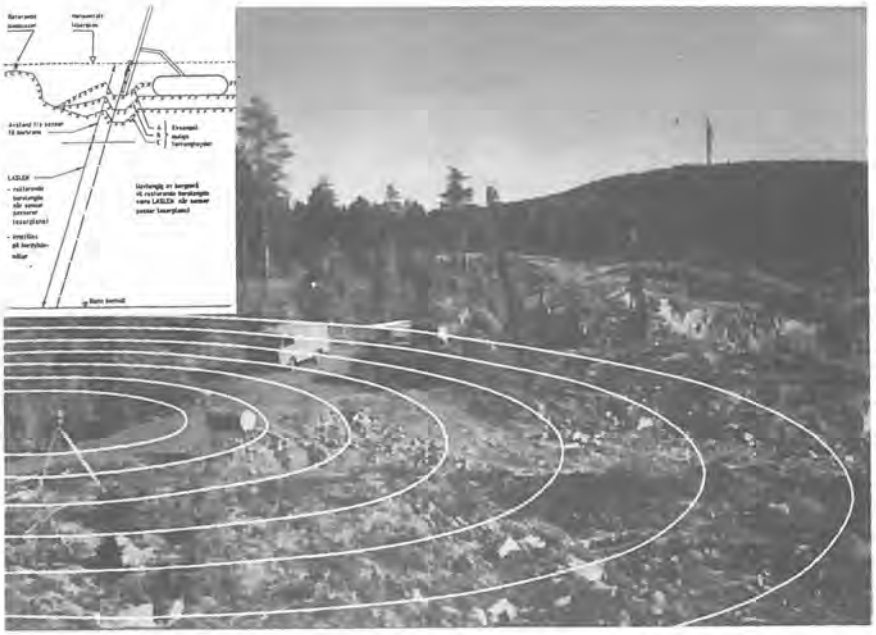
Prinsippet for TERMOS-BLAST/Director retningskontroll for boring av sprengningshull ved pallsprengning

DYBDEKONTROLL MED LASERTEKNIKK

I egnet høyde og avstand fra bormaskinen er det oppstilt en roterende selvhorisonterende diode-laser som sender ut et horisontalt laser-lysplan i planlagt høyde over salven. Bormaskinen er påmontert en sensor som reagerer på laserlysets frekvensspekter. Når sensoren passerer laserplanet første gang etter en ny borvognoppstilling, nullstilles telleverket på dybdemåleren.

Boredybden er angitt for hvert enkelt hull i borplanen og tastes inn på dybdemåleren. Bormaskinen stopper automatisk når planlagt dybde er nådd.

Retnings- og dybdekontrollutstyret er utviklet i samarbeid med Vest-Agder-firmaet A/S Direktor.



FRAGMENTERINGSKONTROLL

Forskjellige sprengstofftyper har forskjellige egenskaper og forskjellig pris. Kg-prisen må vurderes i forhold til den sprengeffekt som kan oppnås med den valgte sprengstofftype.

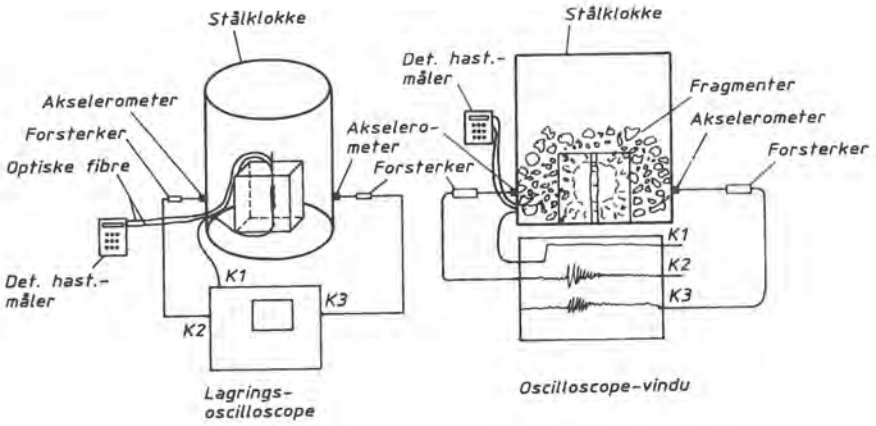
Det er teknisk og økonomisk viktig å velge riktig sprengstoff til sprengningsoppgaven. For valg av "det riktige sprengstoff" må det også tas hensyn til at sprengstoffet enkelt skal kunne lades og at vannbestandigheten er god nok under de foreliggende bergartsforhold.

De parametre som beskriver de forskjellige sprengstofftypers egenskaper, er verdier fra f.eks. stukningsprøven, blyblokkutvidelsestesten, kastforsøk med balistisk morter osv. Disse baserer seg på bly og stål som forsøksmedium. Referansematerialene står fjell som medium meget fjernt. Måleverdiene fra disse forsøkene har ingen reell utsagnsverdi som parametre for å beskrive forskjellige sprengstofftypers evne til å fragmentere og kaste fjellet frem ved salvesprengning.

NGI har i forskningsøyemed utført småskala og fullskalasprengningsforsøk i fjell og betong. Målet er å utvikle en prøvemetode som gjør det mulig på en realistisk måte å beskrive forskjeller i egenskaper hos de forskjellige sprengstofftyper

under forhold som er mest mulig lik sprengning i fjell. Det vil si at sprengenergien som frigjøres skal kunne måles i form av knusning og fremkast av materialet som sprenges.

Ved vår sprengningstekniske forsøksstasjon, Bondkall ved Gjelleråsen i Oslo har vi utført et fullskalaforsøk med ANFO og emulsjonsslurry (tunnelsprengning i syenitt i 1985). Fra 1986 er det utført flere serier småskalasprengningsforsøk i terninger av fjell og betong hvor forskjellige typer NG- og emulsjonssprengstoffer er testet for å kartlegge sammenhengen mellom detonasjonshastighet og fragmenteringsgrad.



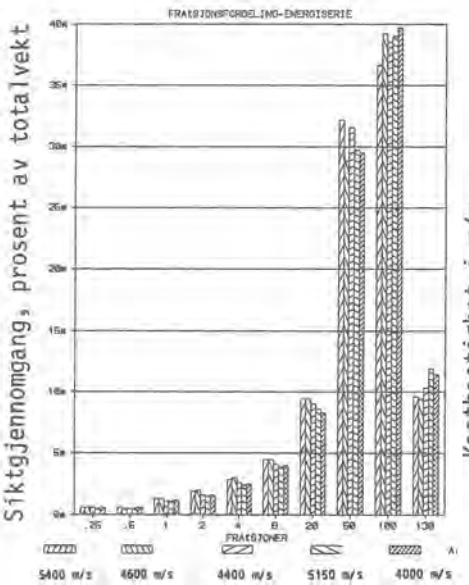
Fra 1988 gjennomfører vi i samarbeid med Dyno Industrier A/S flere forsøksserier med emulsjonssprengstoffer hvor vi i tillegg til å teste fragmenteringsevnen også måler sprengstoffets detonasjonshastighet i prøve-blokken og fragmentenes fremkasthastighet ved oppsprekningen.

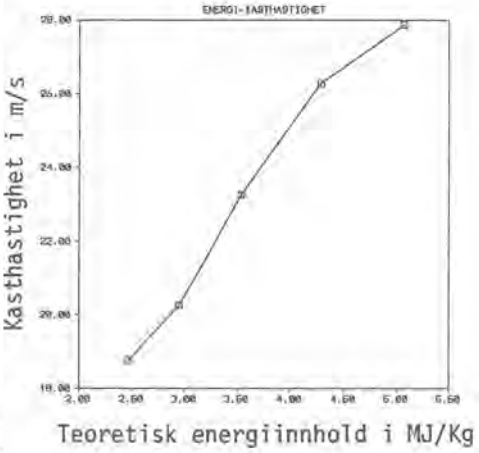
Emulsjonssprengstoffer er i denne sammenheng meget interessante fordi det teoretisk beregnbare energiinnhold kan varieres med inntil 100%, mens detonasjonshastigheten tilnærmet kan holdes konstant. Videre kan detonasjonshastigheten varieres mellom ca. 3000 og 5000 m/s samtidig som energinnholdet kan holdes tilnærmet konstant. Disse sprengstofftypene har videre lav kritisk diameter som gir god omsetning også i ladningsdiametre

ned under 22 mm, som er ladningsdiameteren vi benytter i prøvelegemene. Prøveblokkstørrelsen er ved disse forsøkene 50x50x50 cm (125 l). Forsøkene vil fortsette i 1989 og vi vil vente med å trekke en sikker konklusjon.

Tendensen så langt viser at:

- Detonasjonshastigheten er en vesentlig parameter for sprengstoffets evne til å fragmentere fjell.
- Sprengstofftyper med høy detonasjonshastighet gir tydelig bedre knusning av sprengsteinen enn tilsvarende sprengstofftyper med samme teoretiske energiinnhold, men med lavere detonasjonshastighet.
- Med økende energiinnhold ved tilnærmet konstant detonasjonshastighet øker fragmentenes kasthastighet mens nedknusningen ikke blir merkbart bedret.





Tendensen i forsøkene gir interessante perspektiver. Allerede i dag er det mulig å vurdere sprengvirkninger for enkelte sprengstofftyper bedre enn tidligere.

Etter hvert som erfaringsgrunnlaget blir bedre, vil det bli mulig å "skreddersy" sprengstoffet til bergartsforholdene på stedet og til den planlagte anvendelse av sprengsteinmassene.

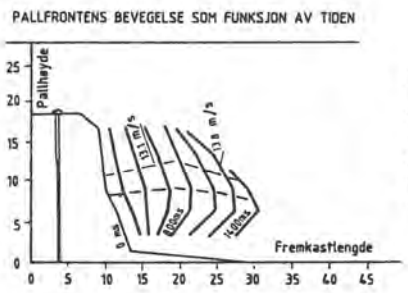
ANALYSE AV SPRENGNINGSRESULTATET

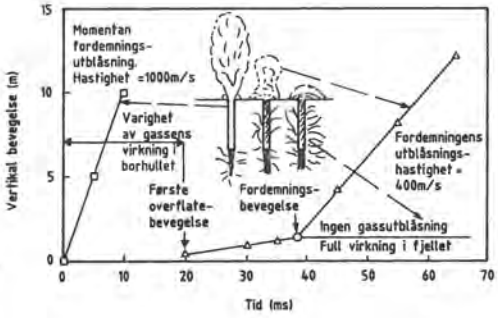
Målet for sprengningsarbeidet er å oppnå en tilstrekkelig oppknust og godt lastbar sprengsteinsrøys, minimal bakbryting, lite steinsprut og mest mulig skadefrie konturflater.

Uten hjelpemidler er det vanskelig å sammenligne sprengningsresultatet fra salve til salve. Den vesentligste tilbakemeldingen er maskinkjørerens subjektive vurdering av lastbarheten og av røysas høyde og form.

For å få et inntrykk av fragmenteringsgraden kan man med jevne mellomrom ta bilder av fronten på røysa og sammenligne disse. Dette krever en omfattende arbeidsinnsats. En nøyaktig fragmenteringsanalyse kan bare oppnås ved sikting og etterfølgende veiing av materialet i de forskjellige korngrupper.

En meget god tilbakemelding som kan være til nytte ved planleggingen av neste salve vil man få ved å studere sprengningsforløpet ved langsom fremvisning av high-speed-film-opptak. Ved i tidsintervaller å avtegne bevegelsen i fronten av salven, hevingen av palloverflaten, eventuell utblåsning av sprenggasser gjennom borpipene, gjennom slepper i fronten osv. kan man danne seg et bilde av hvordan sprengenergien utnyttes til produktivt arbeid.





Følgende forhold kan vurderes:

- *Fremkasthastigheten og buen på salvefronten i utslagsretning.*
  Denne gir opplysninger om hvorvidt forholdet mellom bunnladning, pipeladning og hullhelning er riktig og om forsetningen og sprengstoff-forbruket i salven er passende.

- *Synlig opptenning, bevegelse i palloverflaten.*
  Disse observasjoner gir opplysninger om hvorvidt intervallsprangene er passende, om salven eventuelt er for trang eller om det spesifikke sprengstoff-forbruk er for lavt.

- *Utblåsning av fordemmingsmateriale.*
  Dette gir et inntrykk av i hvilken grad spreng-gassene i øverste del av salven tvinges til å gjøre nyttig brytningsarbeid i slepper og stikk eller om trykket i sprekkene raskt bygges ned ved at gassen unnviker gjennom borpipen. Dette gir grunnlag for å vurdere kvaliteten på fordemnings-materialet og fordemningslengden.

NGI har utstyr for high-speed-filming og analyse og vi har utviklet et EDB-program som gjør det mulig å omregne bevegelsen av markørene på fronten av forskjellige salver til sammenlignbare profiler. På denne måten kan sprengningsforløpet ved forskjellige salver sammenlignes både internt i bruddet og i forhold til salver i andre brudd.

Den etterfølgende filmen gir noen inntrykk av mulihetene som ligger i high-speed filmanalyse.

AVSLUTNING

Ved hjelp av forskning og ny teknologi og ved å se delprosessene som sprengningsresultatet avhenger av i sammenheng, er det mulig å utvikle sprengningsteknikken videre.

Norsk sprengningsteknikk har nådd et høyt internasjonalt nivå. I et kanskje fallende innenlandsk marked for store sprengningsoppgaver i nittiårene, er det viktig å ta vare på den erfaring og kunnskap norske gruveselskaper, entreprenører og statlige anleggsetater har for å bruke dette på det internasjonale marked.

NFF's internasjonale komité har gjennom de utgitte 5 publikasjoner om norsk tunnelteknologi gjort et stort arbeid for å samle og internasjonalt markedsføre norsk kunnskap og erfaring fra utbygningsprosjekter under jord. Kanskje burde vi også gjøre en lignende innsats for fjellarbeider i dagen?

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1988

STATUS FOR SPRÆNGNING AF BETON

STATE-OF-THE-ART ON CONCRETE BLASTING

Erik K. Lauritzen Mc CivEng
DEMEX Rådgivende Ingeniører A/S, København

SAMMENDRAG

Anvendelse af eksplosivstoffer til nedrivning af bygninger har hidtil været præget af magi og fare. Dette indlæg giver en generel orientering om den hidtidige forskning og udvikling af eksplosivstoffer og sprængningsmetoder med henblik på at udstyre nedrivningsindustrien med et sikkert og konkurrencedygtigt værktøj til brydning af beton.

Indlægget omfatter en kortfattet gennemgang af aktuelle sprængstoftyper med forskellige detonationshastigheder og deres anvendelsesmuligheder. Der vil blive lagt særlig vægt på sikkerhed og miljøpåvirkninger samt øvrige praktiske forhold.

Indlægget er baseret på en statusrapport vedr. betonsprængning udarbejdet af Dr. Christer Molin og undertegnede for RILEM Technical Committee 37 on Demolition and Reuse of Concrete.

SUMMARY

The conventional use of explosives in the demolition industry has often been associated with magic and danger. This paper gives a general introduction to the research and development of explosives and blasting methods carried out to provide the demolition industry with a safe and competitive tool for concrete fragmentation.

The paper contains a brief outline of modern high and low detonating explosives, their use, and fields of application.

The paper is based on the State-of-the-Art Report prepared by Dr. Christer Molin and Erik. K. Lauritzen for RILEM Technical Committee 37 on Demolition and Reuse of Concrete.

INDLEDNING

Gennem de seneste år har der vist sig en begyndende international forståelse for det fremtidige behov for nedrivning af bygninger og anlæg. Samtidig spores der også en forøget interesse for at udvikle alternative demoleringsteknikker og genanvendelse af nedrivningsprodukter.

En undersøgelse, som er udført af Environmental Ressources i 1979 for EF-kommisionen /1/, viser med al tydelighed en væsentlig stigning af nedrivningsaffaldsmængderne. For EF som helhed regnes med en stigning fra 55 mio. tons i 1980 til over 300 mio. tons i år 2020.

Som følge af de stedse skærpede miljøkrav vil man også se en mærkbar forøgelse af kravene til gennemførelse af nedrivningsprojekter. Det gælder såvel effektivitet som påvirkninger på arbejdsmiljø og ekstern miljø. Der ses således specificerede regler inden for demolering i de fleste industrialiserede lande.

Hertil kommer de særlige problemer, som er forbundet med reparation af beskadigede betonkonstruktioner, som man efterhånden konstaterer i betydelige forekomster over hele verden.

Der findes en lang række vidt forskellige arbejdsmetoder til fjernelse af beton ved såvel total nedrivning af betonskonstruktioner som ved reparation af konstruktionsdele. Hver metode har sine fordele og sine ulemper, afhængig bl.a. af følgende forhold:

- Geometri og dimensioner af betonkonstruktionen.
- Krav til begrænsning af gener og påvirkning af arbejdsmiljø, ekstern miljø m.v.
- Omfanget af nedrivningsopgaven, frilægning af armeringsjern samt øvrige specifikationer.

Derudover skal der naturligvis tages hensyn til transportforhold, den rådige tid og projektets økonomi.

En sammenfattende beskrivelse af alle demoleringsteknikker og deres anvendelse findes i en rapport udgivet af RILEM i 1985 /3/ og en dansk håndbog, som er under udgivelse af Miljøstyrelsen /14/.

En generel vurdering af de forskellige demoleringsteknik-

ker viser, at anvendelse af eksplosivstoffer og ekspanderende midler er blandt de mest fordelagtige og rummer de største anvendelsesmuligheder.

Kontrolleret sprængning er ofte anvendt til nedrivning af høje konstruktioner, tårne, skorstene og højhuse m.v. Sprængning af højhuse sker ved successivt kollaps eller væltning af konstruktionerne. Gennem de seneste år har vi set den slags sprængningsopgaver udført i Liverpool, Paris og Gøteborg.

I USA har man i mange år gennemført sprængning af bygninger. Eftersom de højeste huse normalt er opbygget på et stålskelet, bruger man til disse sprængninger ofte retningsbestemte sprængladninger.

Gennemførelse af sådanne sprængninger er imponerende, men nedrivningsmetoden er forbeholdt ganske få professionelle firmaer.

I Danmark er sprængteknik inden for de seneste 20 år imidlertid udviklet til et værktøj, der kan anvendes inden for almindeligt forekommende nedrivningsopgaver, som f.eks.: Partiel nedrivning, hultagning og fragmentering af beton.

EKSPLOSIVSTOFFER

Sprængning gennemføres normalt med detonerende eksplosivstoffer, som kan opdeles i følgende to hovedgrupper:

A. Militære højbrisante sprængstoffer med en detonationshastighed mellem 6.000 og 9.000 m/s, som f.eks.. Trinitrotoluen (TNT), Hexogen (RDX), og Pentrit (PETN) samt blandinger som eksempelvis Comp. B (60% RDX / 40% TNT), Pentolit (10-15% PETN / 90-50% TNT) etc.

B. Komercielle eksplosivstoffer, specielt forskellige typer nitroglycerinsprængstoffer (dynamit) detonationshastigheder mellem 3.000 og 7.000 m/s eller andre sprængstoffer, f.eks. ANFO, water-gel, emulsionssprængstoffer og specialsprængstoffer, f.eks. GURIT og tændmidler, feks. sprængsnor.

I dag anvendes hovedsagelig dynamitsprængstoffer til sprængning af større betonkonstruktioner. Til sprængning af mindre konstruktioner, f.eks. MINIBLASTING, foretræk-

kes højbrisante formbare sprængstoffer. Formbart pentrit er f.eks. egnet til anvendelse i små ladninger, 10 g, anbragt i borehuller på 10-18 mm.

Siden 70'erne er der navnlig i Japan gennemført en betydelig forskning inden for eksplosivstofområdet med henblik på at udvikle "langsomme" og "uskadelige" sprængstoffer, se eksempelvis ref. /4/. Dette har ført til udvikling af sprængstoffer med så lave detonationshastigheder som 60 m/s. En række typiske sprængstoffer fremgår af nedenstående tabel.

	LOW ← EXPLOSIVES → HIGH					
	CRC	URBANITE	GURIT	DYNAMITE	TNT	PETN
Manufactor	ASAHI	Nippon Oil & Fats	NITRO NOBEL	(General types)		
Country	Japan	Japan	Sweden	-	-	-
Density, g/cm^3	-	1,30	1,30	1,50	1,60	1,65
Velocity of detonation, m/s	60	2,000	3,000	6,000	6,500	7,500
Energy of explosion, kJ/g	-	-	3.8	4.6	4.1	6.1
Volumen of gases, l/kg	50	-	400	750	690	780

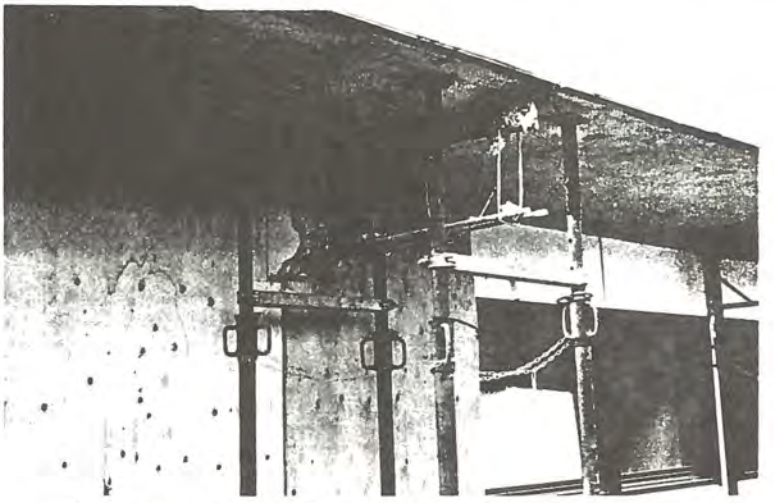
Fig. 1. Tekniske data for forskellige sprængstoffer.

SPRÆNGNINGSMETODER

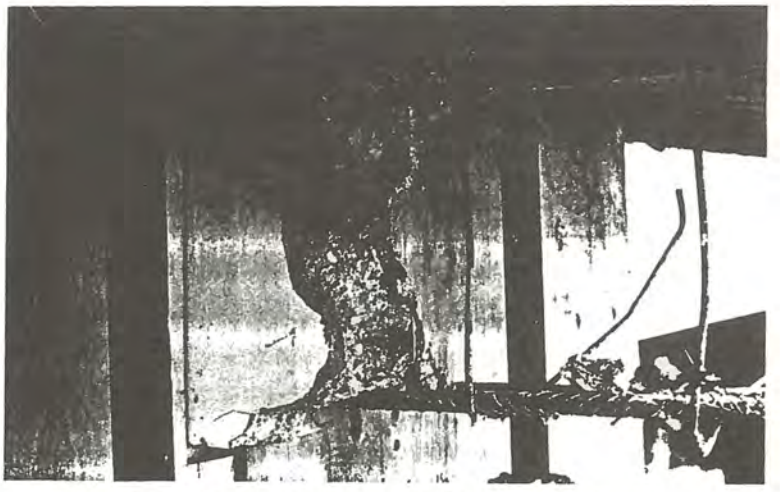
Kontrolleret sprængning af beton bygger på en teknik, der kendes fra principperne i moderne fjeldsprængning, hvor der sigtes på et minimalt ressourceforbrug og en størst mulig begrænsning og imødegåelse af skadelige påvirkninger på omgivelserne.

Ved anvendelse af meget små ladninger - 10-50 g, enkeltvis eller samvirkende, i tæt placerede borehuller, an-

tændt med MS-detonatorer og afdækket med sprængstykkesikker, lyd- og støvabsorberende afdækning - er det muligt at gennemføre sprængningsarbejde hvor som helst. Der henvises iøvrigt til Svenske forsøg, som fremgår af /12/ og /13/.



Effect of blasting on old bracket after removal of mats



Close-up of remaining bracket stump, removed by pneumatic hammer

Fig. 2. Sprængning af altankonsoller /5/.

Planlægning og gennemførelse af et betonsprængningsprojekt afhænger af en lang række faktorer, som fremgår af nedenstående tabel:

GENERAL PARAMETER:	SINGLE PARAMETER:
Concrete	Strength of concrete Quality of contrete Reinforcement Microstructure Crack propagation
Explosive charge	Strength of explosive Loading density Confinement Interaction and cooperation of charges
Geometry	Geometry of object Burden Hole spacing Crater volume Constriction of boreholes Depth of boreholes
Environment	Vibrations Air blast Noise Dust Gases Remaining structure
Practical application	Drilling Covering Fragmentation Handling of rubble

Fig. 3. Liste over sprængtekniske parametre.

Ladningsberegning er i lighed med fjeldsprængning baseret på empiriske formler, der i praksis er udtrykt ved et specifik sprængstofforbrug, som fremgår af fig. 4.

Object	Specific charge (kg/m^3)	Hole spacing (m)
Concrete and masonry, poor quality	0.15–0.40	0.70–0.80
Concrete and masonry, good quality	0.30–0.40	0.60–0.70
Reinforced concrete, normal	0.40–0.60	0.40–0.50
Reinforced concrete, heavy	0.60–1.50	0.30–0.50
Reinforced concrete, heavy, high concrete strength	1.50–2.00	0.25–0.50

Fig. 4. Ladningstabel for betonsprængning /5/.

PRAKTISKE ANVENDELSESMULIGHEDER

Ud over de hidtil nævnte anvendelsesmuligheder kan der peges på en langrække typiske sprængningsopgaver, hvor nogle af de mest interessante ligger inden for reparation og ombygning af eksisterende betonkonstruktioner. Et typisk eksempel ligger i demontage af konstruktionselementer, som er skitseret på fig. 5.

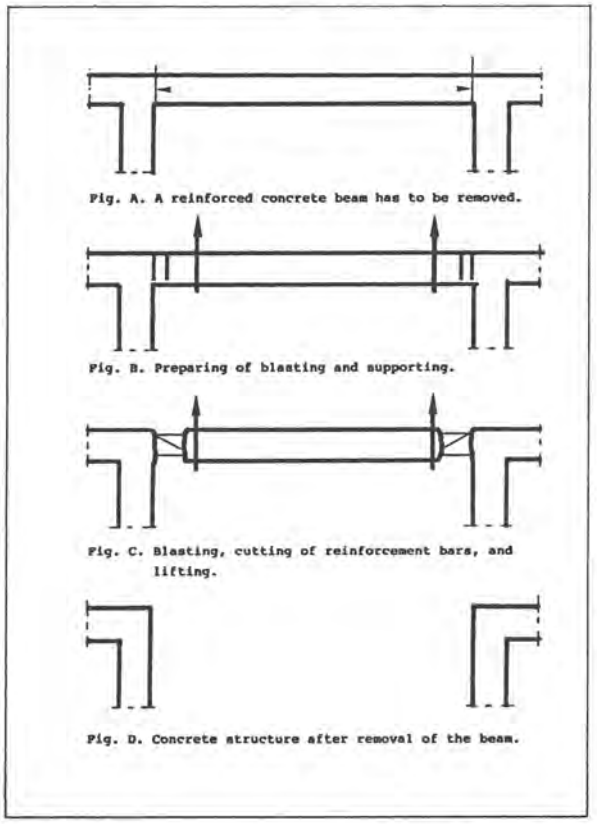


Fig. 5. Principskitse visende demontage af betonbjælke.

Et andet eksempel på praktisk anvendelse af sprængstof er vist på fig. 6., hvor man ved hjælp af sprængsnor (DETONEX 24 g/m) hurtigt kan overskære et betonrør. Denne operation tog ca. 10 min. Den almindeligt forskrevne metode er overskæring med diamantsav, eller vinkelsliber,

hvilket tager et par timer og koster ca. 2.000 kr.

I Danmark har man indført sprængning af funderingspæle som standardmetode. Pælene spænges enkeltvis med en ladning på 15-20 g pr. pæl. Pælen afdækkes med en særlig sprængmåtte, ROMEX^{R}, som muliggør sprængning med en sikkerhedsafstand på 10 m. Pælesprængning kan således gennemføres overalt uden at genere andet arbejde på pladsen.

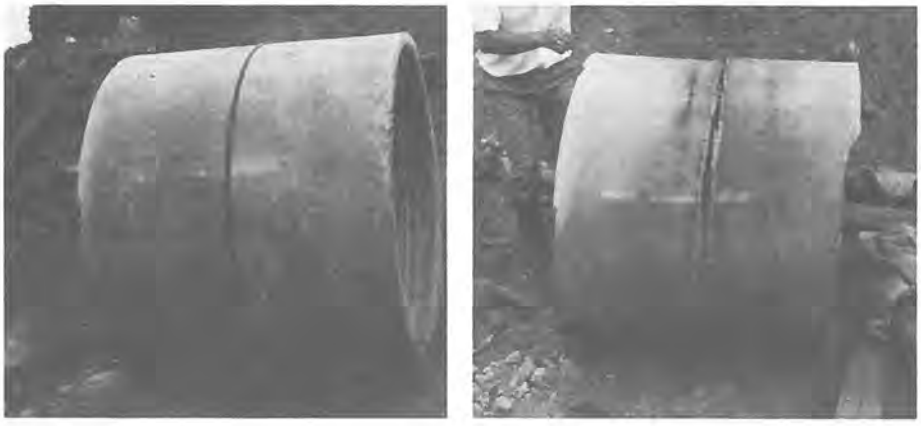


Fig 6. Oversprængning af betonrør. Til venstre ses røret klargjort til sprængning med sprængsnor og til højre ses resultatet af sprængning.

Fig. 7. Sprængning af armeringspæl med en sprængladning. Ved sprængning opnås frilægning af armeringsjern i ca. 700 mm udstrækning. Sprængladningen anbringes i borehul 450 mm over endelig kappehøjde. Der forventes ikke mikrorevner i pælen uden for denne afstand fra ladningen.

AFSLUTTENDE BEMÆRKNINGER

Der er ingen tvivl om at sprængteknik er en af de mest konkurrencedygtige metoder inden for nedrivning af betonkonstruktioner. Ved en grundig uddannelse af sprængningsmandskab og effektiv beskyttelse mod skadelig virkninger er det mulig at eliminere risici og derved gøre sprængningsmetoder til en langt mere sikker metode end mange andre nedrivningsmetoder. Desværre er sprængningsarbejde forbundet med mange traditionelle fordomme, og udførelsen afhængig af tilladelse fra yderst konservative myndigheder. Problemet består nemlig ikke i at foretage sprængning med rimelig udsigt til succes, men i at få myndighedernes tilladelse.

I Danmark har man ingen barriereskabende sprængningstraditioner eller bestemmelser. Dette har ført til, at vi frit har kunnet eksperimentere og løse opgaver i konkurrence med andre metoder. Dermed er grundlaget lagt for at Danmark på betonsprængningsområdet kan begynde at missionere hos bjergsprængerne i Sverige og fjellsprængerne i Norge.

Referencer:

1. Environmental Resources Ltd.: Demolition in Denmark. Consultative paper, October 1978.
2. NATO Working Group AC/258, 1984.
3. RILEM Technical Committee 37-DRC: Report on Demolition Techniques, 1985.
4. Ito I., Sassa K., Tanimoto C.: Blasting by Specially made Explosives for Urban Works. Proc. of JSCE, No. 199, March 1972.
5. Lauritzen E.K.: Mini-blasting for Repair Work. Building Research & Practice, Sept./Oct. 1986.
6. Nippon Oil & Fats, Japan, Company information
7. ASAHI, Japan, Company Information
8. NITRO CONSULT AB, Sweden, Company Information
9. NITRO NOBEL AB, Sweden, Company Information
10. DEMEX Consulting Engineers Ltd., Denmark, Company Information
11. Molin C.: Localized cutting in concrete with careful blasting. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Report FO2-83.
12. Molin C.: A methods development study of localized cutting in concrete with careful blasting. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Report FO 1-84.
13. Molin C., & Lauritzen E.K.: State-of-the-art-report of concrete blasting prepared for RILEM TC DRC-37, 1988.
14. DEMEX og COWIconsult: Håndbog i planlægning, projektering og udførelse af nedrivningsarbejde. Udgivet af Miljøstyrelsen (?1988).

SPRENGNINGSARBEIDER. HVEM GJØR HVA, OG HVILKE KRAV BØR STILLES I DEN NYE GODKJENNINGSORDNINGEN FOR SKYTEBASER.

Blasting. Which requirements should the new approval for blasters consists of.

Seksjonssjef Arne Rafdal,
Direktoratet for brann-
og eksplosjonsvern (DBE)

SAMMENDRAG

Kap. 12 i forskrifter om eksplosive varer, Bruk av sprengstoff, krutt og tennmidler til sprengningsformål, ble fastsatt 1. juli 1982. Denne inneholder bl.a. krav for å få godkjenning som bruker av eksplosiv vare. Som kjent er godkjenningsordningen delt i 4 katergorier, med skytebasbevis (kl. A) som hovedgodkjenning.

I og med at ordningen for fagbrev i bygg- anleggsfaget ble fastsatt 23. mai 1980 med virkning fra 1. juni 1984, har DBE sett det som naturlig å revidere dagens godkjenningsordning, og legge skytebas-beviset (kl.A) til fagopplæringen. Utover kl. A, vil godkjennings-ordningen inneholde to andre godkjenningskategorier, som er rettet mot grupper som har behov for å få utført mindre sprengningsarbeider. Dette vil være sertifikater med sterke begrensninger i anvendelses-området.

SUMMARY

Chapter 12 in the Regulations of 22 March 1977 relating to Explosivs, entered in to force on 1 July 1982. These regulations consist of spesifications in order to be able to use explosives. The approval consists of four categories for blasting operations, with blaster's licence as the main approval.

The Act of vocational training for construction work of 23 May 1980, entered into force on 1 June 1984. In connection to this Act, it turned out to be natural that the blaster's licence should be a part of the vocational training for construction work. As a supplement to the blaster's licence, the new approval will consist of two categories of "blasting operations".

INNLEDNING

KORT PRESENTASJON AV DBE

Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern (DBE) ble opprettet 1. januar 1985, og består av tidligere Statens sprengstoffinspeksjon (SSI) og deler av tidligere Statens branninspeksjon (SBI).

Gjennom etablering av direktoratet ønsket man å styrke den faglige innsatsen på brann- og eksplosjonsvern området, og samordne og effektivisere ressursutnyttingen.
Direktoratet ligger i Tønsberg, i tidligere Sprengstoffinspeksjonens lokaler, Nedre Langgt. 20, Postboks 355, Tønsberg, tlf. 033-16080.

DBE er sentral fagmyndighet for saker vedr. brann og eksplosjonsvern, og etaten har således ansvaret for saker som faller inn under:

- Lov om eksplosive varer av 14. juni 1974

- Lov om brannfarlige varer av 21. mai 1971

- Lov om brannvern av 5. juni 1987.

Med utgangspunkt i disse lovene er direktoratets hovedoppgave å påse at all virksomhet innenfor dette saksområdet på land i Norge, skjer på forsvarlig og lovlig grunnlag for å sikre liv og helse og materielle verdier på arbeidsplassen og i privatlivet, mot ulykker og skader som følge av brann eller eksplosjon.

Direktoratet er faglig og administrativt underlagt Kommunal- og arbeidsdepartementet, og rapporterer til Sikkerhetsseksjonen i Arbeids- og miljøavdelingen.

Direktoratet ledes av et styre, mens direktøren er ansvarlig for den daglige drift. Direktoratets organisasjon går fram av etterfølgende organisasjonsplan.

EKSPLOSIVSEKSJONEN

Seksjonen forvalter Lov om eksplosive varer av 14. juni 1974. Loven gjelder tilvirkning, oppbevaring, transport, herunder lasting og lossing, erverv, bruk og inn- og utførsel av eksplosiv vare samt handel med slik vare.

Med eksplosiv vare forstås i denne lov vare som helt eller delvis består av eller inneholder slikt emne at varen kan eksplodere eller forbrenne på eksplosjonsartet måte.

Eksplosiv vare inndeles i følgende hovedslag:

1. Sprengstoff, slik som nitroglycerin, nitrocellulose, trinitrotoluen hexogen, dynamitt og nitratsprengstoff.

2. Krutt, slik som røksvakt krutt og svartkrutt.

3. Tennmidler av enhver art som brukes i samband med andre eksplosiver unntatt tennmidler som faller inn under hovedslaget ammunisjon.

4. Ammunisjon, slik som patroner bestående av prosjektil, hylse, drivladning og tennmidler, hylser av enhver art forsynt med ladning eller tennmiddel, prosjektiler forsynt med ladning, sporlys eller raketter og miner samt lys-, brann- og røykbokser.

5. Pyroteknisk vare, slik som fyrverkeri, pyroteknisk leketøy, fyrstikker og lys-, røyk- og brannsatser eller andre pyrotekniske satser.

Er det tvil om en vare går inn under første ledd eller hvilket hovedslag en vare skal regnes til, avgjøres spørmålet av departementet.

Eksplosiv gass regnes ikke som eksplosive varer etter denne lov.

Loven inneholder bl.a. krav om:

- Tillatelse til tilvirkning av eksplosiver, samt endringer i prosess og utstyr i sprengstoffindustrien.

- Tillatelse til import av eksplosiv vare.

- Tillatelse til oppbevaring av mer enn 250 kg eksplosiv vare.

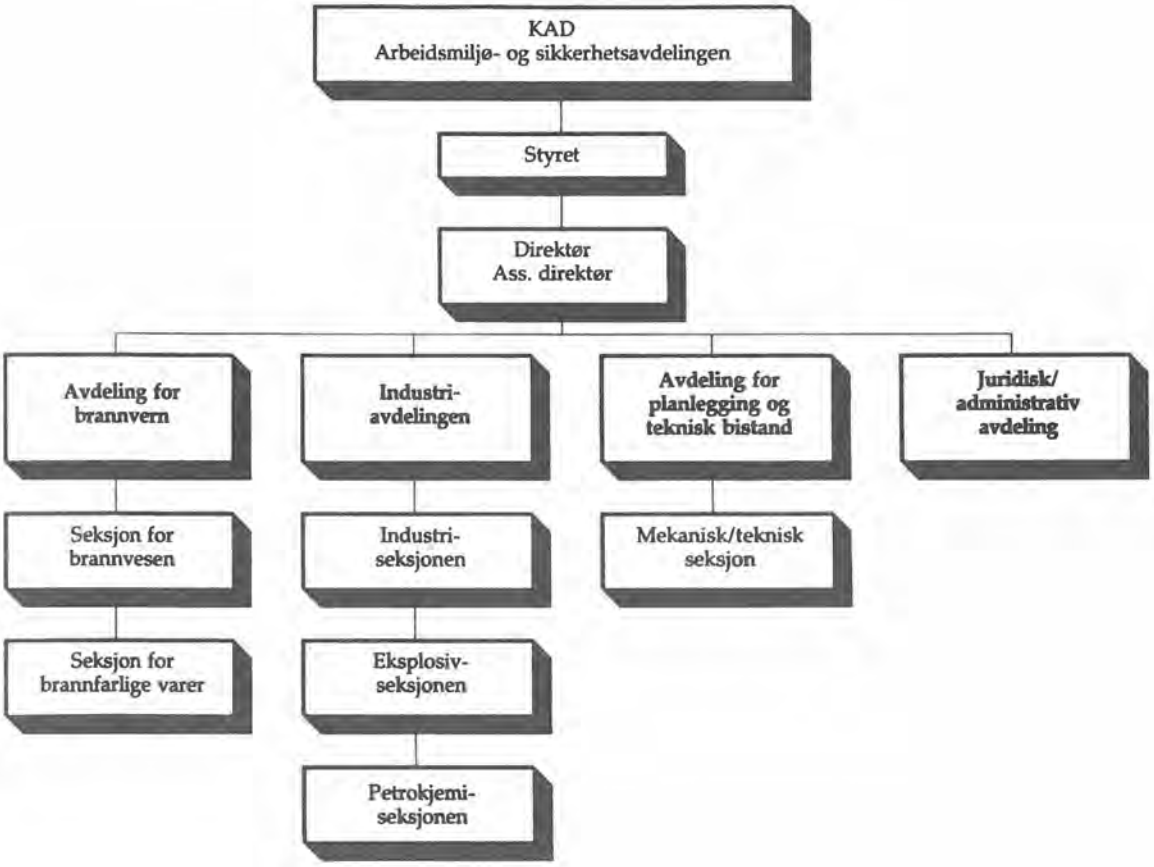
- Godkjenning av eksplosiver.

- Godkjenning av maskiner, apparater og utstyr anvendt til oppbevaring, salg, bruk eller transport av eksplosiv vare.

- Godkjenning av bruker av eksplosiver.

- Godkjenning av kjøretøy og fører for transport av mer enn 2000 kg eksplosiv vare.

Organisasjonsplan
for Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern



FORSLAG TIL ENDRINGER I LOV OM EKSPLOSIVE VARER AV 14. JUNI 1974, FORSKRIFTENES KAP. 12. BRUK.

Innledningsvis vil jeg nevne at de forslag til endringer som her blir omtalt har vært ute på høring til ca. 70 høringsinstanser, samt at det har vært avholdt et åpent høringsmøte i Oslo.

De kommentarer som kom på høringsrunden var positive i forhold til høringsutkastet, slik at det bare blir mindre justeringer på utkastet fram til den endelige forskrift. Dette omfatter både selve godkjenningsordningen, samt de justeringer som er foreslått på endel andre paragrafer i brukerforskriften.

Vi vil presisere at den etterfølgende ordlyd er et UTKAST basert på de kommentarer som fremkom under høringen, og at det KAN bli ytterligere små justeringer før den endelige forskriftsendring foreligger.

Det blir foretatt endringer i følgende paragrafer i forskriftene:

- § 12-1 Godkjenning av bruker
- § 12-2 Ansvar ved sprengningsarbeider
- § 12-6 Lading
- § 12-7 Vern mot skade på omgivelsene
- § 12-8 Posting og varsling
- § 12-11 Bruk av sprengstoff, krutt og tennmidler til spesielle formål.(Utgår i sin helhet.)

Hovedendringen er foretatt i § 12-1, Godkjenning av bruker, som vil gi et markert skille mellom det vi betegner som skytebas og øvrige godkjente brukere.

I de øvrige paragrafer er det foretatt mindre justeringer/presiseringer som vi anser for ha nær tilknytning til endringen av § 12-1. **Endringene er markert med uthevet skrift.** Vi vil gjøre oppmerksom på at det også er foretatt noen strykninger. Videre er Statens Sprengstoffinspeksjon endret til Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern (DBE).

Utkastene i de nevnte paragrafer er som følger:

§ 12-1 GODKJENNING AV BRUKER.

For å kunne bruke sprengstoff, krutt og tennmidler til sprengningsformål, må bruker være godkjent av Direktoratet for brann-og eksplosjonsvern (DBE) eller den DBE bemyndiger.

DBE utsteder sprengningssertifikat i 3 klasser, kl. A, kl. B og kl. C.

1. Sprengningssertifikat kl. A. (Skytebas)

For å utføre og ha ansvar for sprengningsarbeid over og under

jord, må bruker (skytebasen) ha gyldig sprengningssertifikat kl. A. For å få godkjenning i kl. A må søker ha bestått fagprøve i henhold til §§ 19 eller 20 i Lov om fagopplæring i arbeidslivet av 23. mai 1980, nr. 13, innen bygg/anleggsfag med fordypningsfag tunneldriving/fjellarbeid, grunnarbeid/anleggteknisk arbeid eller annen tilsvarende fagutdanning som gir tilfredsstillende basiskunnskaper. Søker må også ha bestått sprengningsteoretisk prøve fastsatt av DBE, samt ha ervervet nødvendig praksis i sprengningsarbeider.

Sprengningsteoretisk prøve avlegges for den instans DBE bestemmer, og forelegges prøvenemndene for fagprøve til sensur sammen med politiattest.
Den enkelte prøvenemnd skal være godkjent av DBE.
Videregående skoler som underviser i de fagområder som er nevnt i foregående ledd har rett til å undervise i sprengningsteori. Andre personer og institusjoner som vil undervise i sprengningsteori til sprengningssertifikat må være godkjent av DBE.

Før sprengningssertifikat kl. A utstedes må søker ha ervervet minst 12 måneders praksis med sprengningsarbeider de siste 2 år før søknaden er sendt.
Praksisen skal ha følgende hovedfordeling:

Gruppe I	Tomtesprengninger Grøftesprengninger Sprengningsarbeider under jord Kontursprengning	Sum 9 mnd	Totalt 12 mnd.
Gruppe II	Pallsprengning Spretting Annet	Sum 3 mnd	

I gruppe I skal søker ha praksis fra minst to av de fire angitte områdene. Fem av de ni månedene skal være praksis fra sprengningsarbeider i nærheten av bebyggelse, offentlig vei m.m., hvor særlig stor aktisomhet må utvises ved sprengning.
I gruppe II er det tilstrekkelig med praksis fra et av de tre angitte områdene.
Sprengningssertifikat kl. A utstedes av DBE, og er gyldig inntil videre.

2. Sprengningssertifikat kl. B

Sprengningssertifikat kl. B gjelder for små, rutinemessige sprengningsarbeider som for eksempel sprengning i varme masser, eksplosjonsforming av metaller, seismikk og lignende, samt rutinepregede oppgaver i sikker avstand fra bebyggelse, ferdselsårer og lignende hvor risikoen for at uhell kan inntre er minimal.

Sprengningssertifikat kl. B kan videre utstedes for produksjons-sprengning i gruver etter en konkret vurdering av DBE.
Sprengningssertifikat kl. B kan bare anvendes til de oppgaver som fremgår av sertifikatet, og er knyttet til godkjent instruks utarbeidet for de konkrete arbeidsoppgaver.
Arbeidsgiver må utarbeide innstruks basert på hovedretningslinjer utformet av DBE, og som vedlegges søknad om sprengningssertifikat kl. B.

Arbeidsgiver plikter å påse at søker får de teoretiske og praktiske kunnskaper som er påkrevet for at sprengningsarbeidet kan utføres med minst mulig fare for uhell.

Søker må bestå en sprengningsteoretisk/-praktisk prøve fastsatt av DBE samt dokumentere minst 6 måneders praksis opparbeidet de siste 12 måneder, innen det arbeidsfelt sertifikatet søkes for. Søker må være over 19 år.

Teoretisk/praktisk prøve kan avlegges hos arbeidsgiver eller teorikursarrangør godkjent av DBE, eller andre DBE bemyndiger.

Søknad om sprengningssertifikat kl. B sendes DBE, vedlagt avlagt sprengningsteoretisk/-praktisk prøve, attestasjon for praksis og politiattest.

3. Sprengningssertifikat kl. C

Sprengningssertifikat kl. C gjelder for små, rutinemessige sprengningsarbeider hvor det anvendes meget begrensede mengder sprenstoff pr. år, på egen eiendom innen jord- og skogbruk, i sikker avstand fra bebyggelse , ferdselsårer og lignende hvor risikoen for uhell kan inntre er minimal.

Søker må være fyllt 19 år, bestå teoriprøve utarbeidet av DBE og dokumentere praksis fra sprengningsarbeide (som vurderes i hvert enkelt tilfelle).

Politiet eller lensmannen i det distrikt eiendommen ligger, avholder teoriprøven og utsteder sprengningssertifikat kl. C. Sertifikatet er kun gyldig i det distrikt det er utstedt.

Sprengningssertifikat kl. C gjelder i 5 år.

GENERELT

Det er ikke tillatt å utføre annet sprengningsarbeide enn det som er angitt på sprengningssertifikatet og forøvrig fremgår av disse forskrifter.

Overtredelse av bestemmelser i Lov om eksplosive varer (jfr. lovens § 7) med tilhørende forskrifter, eller når andre sørlige grunner foreligger, kan medføre tilbaketrekking av sprengningssertifikatet.

DBE avgjør når eventuell ny godkjennelse og på hvilke vilkår godkjennelsen kan gis etter slik tilbaketrekning av sertifikatet.

Sprengningssertifikatet er personlig og kan ikke overdras til andre.

§ 12-2 ANSVAR VED SPRENGNINGSARBEIDER

Innehaver av sprengningssertifikat er ansvarlig for at tilrettelegging og forberedelse til sprengningsarbeidet, boring, varsling, lading, sprengning og alt av betydning for sikkerheten, skjer i samsvar med bestemmelsene i Lov om eksplosive varer og tilhørende forskrifter.

Arbeidsgiver/oppdragsgiver plikter å legge forholdene til rette slik at innehaver av sprengningssertifikatet kan oppfylle sitt ansvar.

Skriftlige planer for sprengningsarbeidet skal utarbeides eller godkjennes av den innehaver av sprengningssertifikat som har ansvar for sprengningsarbeidet.

Innehaver av sprengningssertifikat skal være tilstede på arbeidsstedet når lading og sprenging pågår.

§ 12-6 LADING

Umiddelbart før et borhull lades, skal bruker forvisse seg om at borhullet er åpent slik at det er fri passasje for ladningen. Tette borhull skal tydelig merkes.

Det skal ikke brukes borstang for å åpne tette borhull når avstanden til ladet borhull eller borhull som er forsøkt ladet, er mindre enn 2 meter.

Det skal tas hensyn til svakheter i fjellet som nevnt i § 12-5, 4. ledd.

Det skal ikke brukes større ladning enn den som for tilfellet ansees forsvarlig og nødvendig. Man skal også sørge for å nytte hensiktsmessig type sprengstoff og tennmidler.

Tennpatron skal som regel føres inn i borhullet som første patron og tennere skal peke i detonasjonsretningen. Ved nedadrettede hull skal ikke tennpatronen slippes, men alltid føres forsiktig ned.

Ved lading kan det nyttes ladestokk eller ladeapparat.

Ladestokker av annet materiale enn tre skal være godkjent av DBE. Den som lader skal ikke stå rett fremfor eller bøyd over hullets munning.

Mekaniske ladeapparater samt montering av slikt ladeutstyr på borrigger skal være godkjent av DBE. Monteringsbeskrivelse og bruksanvisning skal følges nøye.

Når pneumatisk ladeapparat anvendes, må en sørge for tilfredsstillende avledning av statisk elektrisitet.

Til eventuell forladning (fordemning) skal det benyttes materialer som ikke skader sprengstoff eller tennmidler.

Hvis krutt nyttes, må ladningen bare sammentrykkes lett, slik at kruttkorn ikke knuses. Kruttspill må fjernes eller uskadeliggjøres straks.

Ved bruk av elektrisk tenner skal de deler av tennledningen som stikker utenfor hullet, kveiles opp og endene holdes ifra hverandre. Tennledningene for tennere i grupp 2 og 3 skal ikke kortes inn (jfr. §12-4 II 5. ledd pkt. 2).

Mellom- og skyteledning kobles til sløyven umiddelbart før tenning. Blir ladet salve stående, skal området avsperres og varsling settes opp. Skjer det i bebygd eller beferdet område skal det settes ut vakter inntil salven blir avfyrt.

Ved bruk av elektrisk-hydraulisk borrigg for lading skal det kun nyttes tennere i gruppe 3 eller ikke-elektriske tennsystemer. Hvor særlige forhold gjør det nødvendig, kan tennere i gruppe 2 nyttes etter særskilt tillatelse fra DBE. Kopling av tenner skal ikke skje før boring er avsluttet. Borriggen skal ha montert jordfeilbryter, og skal til enhver tid ha ledende forbindelse med jord.

§ 12-7. VERN MOT SKADE PÅ OMGIVELSENE

Når det sprenges i nærheten av bebyggelse, jernbane, offentlig veg, elektriske ledninger eller lignende omgivelser, skal godkjent bruker sørge fore at salve eller enkeltskudd før tenning er dekket med tungt dekningsmateriale, for eksempel matter av bildekk eller liknende.

Ved sprengningsarbeider i områder som beskrevet i 1. ledd skal nødvendige tiltak iverksettes slik at omgivelsene ikke påføres skade pga. rystelser eller luftsjokk.

For å redusere faren for sprut ved sprengningsarbeide i området som beskrevet i 1. ledd, skal det kun brukes millisekundtennere med maks. 35 millisekund intervall.

§ 12-8. POSTING OG VARSLING

Før tenning skjer, skal godkjent bruker sende ut vakter i alle retninger hvorfra folk kan tenkes å nærme seg sprengningsstedet. Vaktene skal vanligvis ikke sendes ut før det er klart at tenning snart skal skje, slik at de på vei til post sørger for at personer i området fjerner seg.

Der sprengningsarbeid skjer i nærheten av offentlig ferdselsåre og hvor denne ferdselsåren bare kan sperres kort tid, skal vaktene ha forbindelse med tenningsstedet og hverandre, slik at de kan forvisse seg om at ingen personer er i det farlige området.

Vaktpost på offentlig vei eller annen sterkt beferdet vei skal ha rødt flagg.

Etter mørkets frembrudd, eller når forholdene forøvrig tilsier det, skal varsling med rødt flagg suppleres eller erstattes med bruk av rødt lyssignal, lydsignal eller økt bruk av vaktposter. Ved bruk av lydsignal (akkustisk signal) skal korte støt varsle at sprengning skal skje og et langt støt varsler at alt er klart etter sprengningen.

Personer som kan bli utsatt for steinsprut og som man må forutsette ikke kan høre eller forstå varselropene eller signalene, skal varsles særskilt.

Før tenning skjer, skal den som foretar tenning rope tre ganger: VARSKO HER. Når alle som ikke er direkte sysselsatt med tenningen, er kommet i dekning, skal det ropes: FYR HER, hvoretter tenning skjer fra sikkert sted.

Når den som har avfyrt salven, har forvisset seg om at det ikke er fare fra ufullstendige eller ikke eksploderte ladninger, ropes det: KOM IGJEN.

§ 12-17 OVERGANGSBESTEMMELSER

1. Den som har sprengningssertifikat kl. A etter forskrifter fastsatt 17. november 1981, som utløper etter at de nye bestemmelsene trer i kraft, må innen 1. januar 199? avlegge og bestå ny teoriprøve og dokumentere praksis tilnærmet kravene i § 12-1.
   Søkes det nytt A- sertifikat etter overgangsfristens utløp, må søker tilfredsstille de krav som fremgår av bestemmelsene i § 12-1.

2. Den som har sprengningssertifikat kl. B etter forskrifter fastsatt 17. november 1981, som utløper etter at de nye bestemmelsene trer i kraft, må innen 1. januar 199? avlegge og bestå ny teoriprøve til nytt sprengningssertifikat kl. A, samt dokumentere 12 måneders praksis de siste 2 år. Praksisen vil bli vurdert i hvert enkelt tilfelle. Den som har sprengningssertifikat kl. B etter forskriftene av 17. november 1981 og utfører sprengningsarbeide som dekkes av beskrivelsen i § 12-1, nr. 2 om B-sertifikat, må innen 1. januar 199? avlegge ny teoriprøve og dokumentere praksis for nytt B- sertifikat.

3. Den som har sprengningssertifikat kl. A eller B etter forskrift fastsatt 17. november 1981, er født i 1930 eller tidligere og utfører sprengningsarbeide som krever nytt A-sertifikat, må innen 1. januar 199? dokumentere praksis tilnærmet lik kravene ovenfor i nr. 1 og nr. 2, 1. ledd, samt avlegge og bestå spesiell teoriprøve for denne gruppen fastsatt av DBE.

4. Den som har sprengningssertifikat kl. D etter forskrifter fastsatt 17. november 1981, som utløper etter at de nye bestemmelsene trer i kraft, må innen 1. januar 199? avlegge og bestå ny teoriprøve og dokumentere praksis etter kravene til B-sertifikat iht. § 12-1, nr. 2, 1. ledd.

5. Sprengningssertifikat kl. C etter forskrifter fastsatt 17. november 1981, gjelder til utløpsdato og fornyes hos politi eller lensmenn.

TO-VEISVENTILASJON. DRIFTSERFARINGER.

Blowing-exhaust-combination ventilation method. Experiences.

Dr.ing. Tom Myran
SINTEF, Avd. for bergteknikk
7034 TRONDHEIM

Overing. Lars Håkon Seim
Statens Vegvesen, Sogn og Fjordane
5840 HERMANSVERK

SAMMENDRAG

På grunn av nye og skjerpede bestemmelser knyttet til passering av sprenggassene etter skyting i tunnel, har Arbeidstilsynet med virkning fra 18. mars 1987 bestemt at to-veisventilasjon i prinsippet skal benyttes i alle tunneler ned til 32 m² og over en viss minimumslengde.

I foredraget oppsummeres driftserfaringer fra 9 tunnelanlegg hvor to-veisventilasjon etter én-duks eller to-duksopplegget er benyttet.

SUMMARY

Because of new and very stringent ventilation regulations implemented in Norway in 1987, other ventilation methods than blowing have to be used in tunnels of a certain length. Since 1985 field investigations have been carried out in norwegian tunnels using different ventilation methods. Combined blowing and exhausting methods based on two-ducts and one-duct solution have been tried.

1 BAKGRUNN

I forbindelse med tunnelsprengning utsettes arbeidstakerne under passering av røykproppen etter skyting for uakseptabelt høye gasskonsentrasjoner ved bruk av tradisjonell blåsende ventilasjon. I tillegg er sikten så dårlig i proppen at dette representerer en sikkerhetsmessig risiko under trafikk. Problemet ble i 1983 aktualisert gjennom flere lokale pålegg fra Arbeidstilsynet, bl.a. om bruk av friskluftutstyr (surstoffmasker) eller overtrykks-ventilasjon i førerhytte på kjøretøy under passering av proppen. Dette var tiltak som det i praksis var vanskelig til å få folk til å bruke. Som en konsekvens av dette ble oppmerksomheten rettet mot tiltak av type to-veisventilasjon.

2 KRAV FRA ARBEIDSTILSYNET

I 1984 ble det nedsatt en komite bestående av representanter for de større entreprenører, Vegdirektoratet, Statkraft, Arbeidstilsynet og partene i arbeidslivet. Komiteen skulle vurdere alternative tiltak knyttet til miljøproblemene pga. røykproppen.

Høsten 1985 ble det igangsatt fullskala-forsøk på to-veisventilasjon i Gudvangen-tunnelen. (Statens Vegvesen, Sogn og Fjordane).

På et møte i komiteen 18. mars 1987 ble følgende vedtak fattet:

"Komiteen er enig om at to-veisventilasjon, énduks- eller toduksløsning, normalt er praktisk gjennomførlig i tunnelprofiler ned til 32 m². Dersom spesielle forhold gjør det nødvendig å velge bare blåsende ventilasjon, bør dette diskuteres med Arbeidstilsynet."

Dette vedtaket betyr at to-veisventilasjon vil bli valgt ved alle tunnelanlegg med profiler ned til 32 m², for kontrakter som inngås etter 18. mars 1987. Plassmangel vil ikke være et relevant argument mot ventilasjonssystemet.

Der spesielle forhold gjør det rimelig å godta bare blåsende ventilasjon, skal dette diskuteres med Arbeidstilsynet på forhånd. Slike forhold kan være korte tunneler der mannskapet kan vente utenfor tunnelen til skytegassene er ventilert ut før lasting og transport settes igang. Dersom skytegassene kan ventileres ut en annen veg enn der transport av masse skal foregå, vil også det være en akseptabel grunn for valg av bare blåsende ventilasjon.

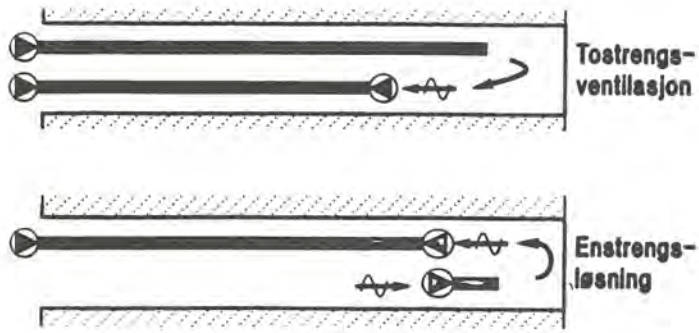
Der det legges opp til et tunnelsystem med flere tunneler, som f.eks. i en kraftstasjon vil det være nødvendig å diskutere om det er berettiget med krav til to-veisventilasjon. Da kan nemlig forholdene bli så kompliserte at den vinning man har observert ved flere tunnelanlegg, uteblir.

Dersom det blir nødvendig å akseptere en løsning der transporten skal gå gjennom skyteproppen skal sjåføren beskyttes mot sprenggassene med friskluftventilert overtrykk i førerhuset eller personlig verneutstyr i form av friskluftmaske. Dette gjelder alle tunneltverrsnitt.

3 PRINSIPP TO-VEISVENTILASJON

To-veisventilasjon kan benyttes i to prinsipielt forskjellige varianter, nemlig to-duks- resp. én-duksløsningen. Prinsippene er vist i figur 1.

Ved to-duksløsningen benyttes to separate rør, ett for tilførsel av friskluft til stuff og ett for avtrekk av sprenggassene. Ved å plassere en vifte i dagenden av avtrekksrøret kan også dette benyttes som ekstra friskluftsrør under lasting og transport. Ved én-duksløsningen benyttes samme rør vekselvis til friskluftfortilførsel til stuff og til avtrekk av sprenggass. Etter at salven har gått benyttes røret til fjerning av sprenggass, mens frisk-



Figur 1. To-veisventilasjon. Prinsipper.

lufttilførsel til stuff i denne periode besørges av en spylevifte plassert like bak avtrekksviften.

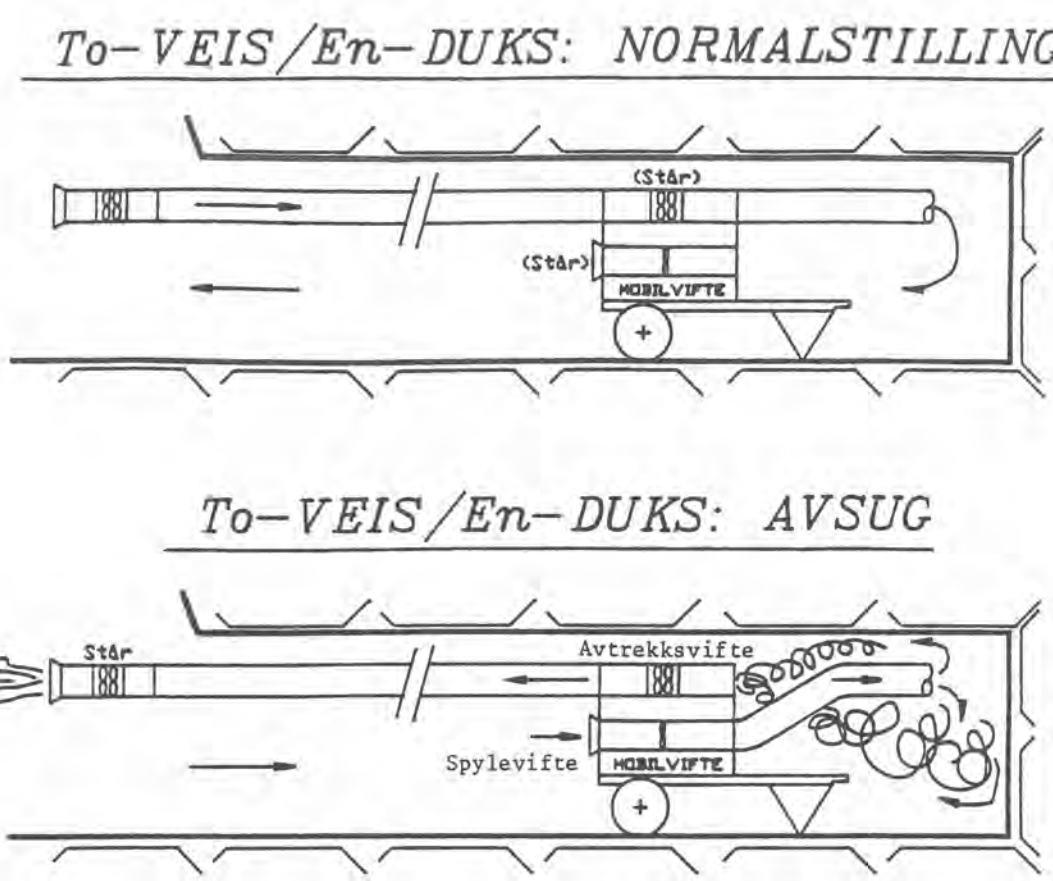
Ved bruk av én-duksløsningen plasseres spylevifte og avtrekksvifte på en mobil viftevogn. Denne mobilviften finnes i to varianter. Det er en viss forskjell på de to én-duksvariantene i oppbygging og virkemåte.

3.1 En-duks mobilvifte, variant A

Figur 2 viser hvordan den mobile viftevognen (variant A) skal fungere i normalstilling (boring, lasting) og i avtrekkstilling. Mobilviften er programmerbar (PLS-styrt), og kan kjøres automatisk og manuelt etter behov.

Etter at salven er gått startes spyle- og avtrekksviften automatisk. Etter innstilt avtrekkstid (normalt 15-20 minutter) stanses viftene. Deretter heves rørflensen fra posisjon spylevifte til toppstilling, hvoretter viften i dagen starter leveringen av luft til stuff for den etterfølgende laste/transportsyklusen.

Mobilvifte variant A kan etter korrekt programmering kjøres helautomatisk gjennom hele syklusen. Ulempen er at friksjonsmotstanden over mobilviften i normalstilling, med avtrekksviftens viftehjul i fri rotasjon, representerer et trykktap (50-60 mm statisk trykk) og et økt energiforbruk. Som ved andre trykktap (dårlig oppheng, knekk i duken, lekkasje o.l.) vil dette bidra til en reduksjon av luftmengden til stuff. Reduksjonen vil være minst ved moderate viftetrykk (5-6 %), og øke etterhvert som trykket øker mot øvre del av viftekarakteristikken.



Figur 2. En-duks mobilvifte, variant A.

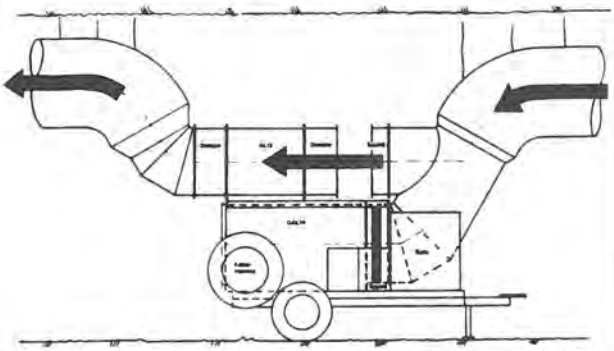
Undersøkelser bl.a. i Godøy-tunnelen viste at et trykktap over selve mobilviften på ca. 60 mm v.s. ikke førte til en større trykkøkning over dagviften enn 15 mm, og uten målbar reduksjon i dagviftens levering.

Med mobilviften i normalstilling (under boring, lasting, transport) vil man med variant A, i motsetning til variant B, unngå risiko for resirkulasjon av forurenset luft inn i friskluft-tilførselen til stuff.

3.2 En-duks mobilvifte, variant B

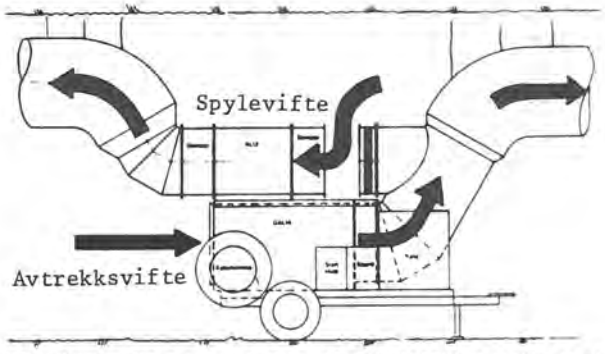
Figur 3 viser hvordan mobilvifte variant B skal fungere. Mobilviften startes og stoppes manuelt. Det arbeides med å automatisere også denne variant.

NORMALSTILLING



Skissen viser luftstrømmen. I vifta AL blir det satt fart på luften inn mot stuff. Spjeldet ned til avtrekksvifta stenges automatisk.

AVSUG



Når salva er gått starter avtrekksvifta (GAL 14) hvor spjeldet nå åpnes automatisk. Sprenggassene suges inn og føres ut gjennom ventilasjonsstrengen. Spjeldet mot spyleluftvifta er stengt. Vifta går imidlertid og tar inn tunnelluft som kastes mot sprengstedet og setter fart på gassene.

Figur 3. En-duks mobilvifte, variant B.

Etter at salven er gått startes spyle- og avtrekksvifte. Etter ønsket avtrekkstid stanses viftene, sjalusispjeldet foran avtrekksviften stenges automatisk og vrispjeldet foran spyleviften åpnes manuelt, før viften i dagen startes manuelt for å levere friskluft til stuff for den etterfølgende laste/transportsyklus.

Med mobilvifte variant B i normalstilling (under boring, lasting, transport) trekkes ikke avtrekksviften med i fristilling (som i variant A). Friskluften fra dagen slippes ut gjennom en spalte i mobilviften (se fig. 3), hvoretter den umiddelbart tas igjen v.hja. en hjelpevifte som er i kontinuerlig drift. Totalt sett vil derfor effektbehovet være noe høyere for variant A enn for B.

Spalten hvor luft slippes ut, representerer en "kortslutning" i friskluftstrengen. Det er derfor av stor betydning at friskluft-tilførselen til viftevogn variant B tilpasses spyleviftens kapasitet. Dersom tilførselen av friskluft frem til mobilviften er vesentlig mindre (f.eks. på grunn av høy duklekkasje) enn spyleviftens kapasitet vil det kunne skje en resirkulasjon av forurenset luft til stuff.

3.3 Valg av metode

En-duksløsningen er mindre plasskrevende enn to-duksløsningen, og kan med dagens opplegg anvendes ned til 18-20 m². To-duks-løsningen kan vanskelig brukes under ca. 35 m² uten modifikasjoner av tunnelprofilet. En-duksløsningen bør ikke brukes der man har betydelig forurensende bakstuffaktivitet utenfor mobilviften.

Dette beror på at under avtrekk av sprenggassene vil spyleviften renblåse stuffen med luften fra tunnelen, og ikke friskluft fra dagen. Ved bruk av to-duksløsningen vil stuffområdet kontinuerlig tilføres frisk luft fra dagen både under boring, sprengning, lasting og transport. En-duksløsningen vil derfor ved bruk av samme viftekapasitet og ellers sammenlignbare forhold som for to-duksopplegget kortvarig kunne gi noe dårligere forhold på stuff og utover i tunnelen.

Ved én-duksløsningen reverseres luftstrømmen i duken. Dette gir store mekaniske påkjenninger på duk og oppheng. Ved høye statiske trykk kan dukens lengdeutvidelse komme opp i 10-15 cm pr 10 m duklengde. Dette vil resultere i dårlig oppheng (bølgeform). Også ved bruk av to-duksløsningen vil det kunne være aktuelt å reversere luftstrømmen i det ene røret (avtrekksrøret), for å nytte det som ekstra frisklufttilførsel ved store tunnellengder. Friskluftduken i to-duksopplegget derimot vil bare ha en strømningsretning. Dette tilsier at to-duksløsningen generelt kan benyttes over større maksimale tunnellengder enn én-duksløsningen. Helt avgjørende for hvor langt man kan benytte to-veisventilasjon vil imidlertid være forhold knyttet til dukdiameter (trykkforhold), dukoppheng og dukkvalitet.

I dagens situasjon vil én-duksløsningen kunne benyttes ved tunnelengder opptil 4-5 km, og to-duksløsningen opptil 10 km.

En-duksløsningen er et mer sårbart system med bare en rørstreng. Dersom duken rives i stykker, eller en av viftene stopper må driften i verste fall stoppes til forholdene er i orden igjen. To-duksopplegget vil således være et "sikrere" system med sine to rørstrenger. Her vil man i en viss tid kunne opprettholde frisklufttilførsel til stuff selv om en av rørstrengene settes ut av drift.

4 DRIFTSERFARINGER

SINTEF, Avdeling for bergteknikk har siden oppstarting med to-veisventilasjon i Gudvangen-tunnelen foretatt en rekke felt-undersøkelser i tilknytning til metoden. Dette omfatter tunnelene Gudvangen (to-duks- og én-duksopplegg), Kringla (én-duk), Lurøy (én-duk) Giske og Godøy (én-duk), Nea (én-duk) og Steigen (én-duk og to-duksløsning). Lengst driftserfaring med to-veisventilasjon har man i Gudvangen hvor to-duksløsningen er benyttet i knappe 3 år over en tunnellengde fra 1450 m til 5700 m.

4.1 Plassering/programmering av mobilvifte

Plassering av mobilvifte varierer fra ca 100 m og opp til 275 m fra stuff. Jo nærmere stuff mobilviften plasseres, jo raskere vil røykproppen trekkes ut. Plasseringen bør tilpasses slik at flytt kan gjøres hver uke (ved ukeinndrift > 50 m) alt. hver 14. dag (ukeinndrift < 50 m). Mobilviftens plassering bør også sees i sammenheng med om tunnelen drives på fall eller stigning. Drives det på stigning bør mobilviften søkes plassert noe nærmere stuff enn om det drives på fall.

I tunneler som drives på fall (f.eks. undersjøiske tunneler) vil innslaget av termisk oppdrift (skorstenseffekten) være betydelig. Det er derfor generelt vanskeligere å ventilere ut sprenggass fra stuff i en tunnel som går på stigning enn en som drives på fall. Dette er forhold som må tas i betraktning når man skal avgjøre om spyleviften eller avtrekksviften skal startes først. Spesielt ved kort avstand mellom mobilvifte og stuff er det viktig at de termiske virkninger tas med i betraktning når mobilviften skal programmeres, slik at man unngår at røyken passerer avtrekksviften før denne er satt i drift.

Ved bruk av én-duksløsningen vil innstilt avtrekkstid for mobilviften variere mellom 15-30 minutter avhengig av tunnellengden og avstanden fra stuff.

4.2 Avsetning av støv i avtrekksrøret

Støvkonsentrasjonen i røykproppen er høy. Undersøkelser i Gudvangen- og Giske-tunnelen viser at støvavsetningen i duken under avtrekk av sprenggassene er beskjedent. Eksempelvis ble i Giske-tunnelen målt en gjennomsnittlig avsetning over hele duklengden på 0,16 gram pr meter duk pr salve.

Etter f.eks. 1000 salver (ca 4000 m tunnellengde) vil den totale støvavsetning i duken ha kommet opp i maks. 160 gram pr meter. Det er rimelig å anta at når luftstrømmen reverseres i avtrekksrøret vil noe av det avsatte støvet kunne blåses ut igjen. Hovedsaklig er det den grovere partikkelkonsentrasjon som vil kunne avsettes. Den respirable støvfraksjon, dvs. det potensielt helsefarlige finstøvet, vil pga. sin meget lave vekt/partikkelstørrelse i stor grad fjernes fra dukrøret.

4.3 Dukkvalitet, oppheng og lekkasjer

For å oppnå ønsket nytteeffekt av to-veisventilasjon, og da spesielt én-duksløsningen, er dukkvalitet, oppheng og dukdiameter de kritiske parametre. Dukutvidelse i lengderetning på 1-2 % (10-20 cm) og en diameterutvidelse på opptil 7-8 % (10-12 cm) for en 1,5 m duk i 10 m lengde er ikke uvanlig. Kombinert med jaging av duken ved reversering av strømningsretning representerer dette store mekaniske påkjenninger på oppheng og fester. Påkjenningene kan reduseres ved mykstart og trinnvis innkobling av viftene. Bruk av 20 m duklengder kan være en fordel.

I Gudvangen er et parti tysk duk utprøvd. Denne viste seg å være av dårligere kvalitet og ga dårligere oppheng enn den tilsvarende norskproduserte duk.

Engelsk duk med forsterket oppheng fungerer tilfredsstillende, men den langsgående wiren har en tendens til å "gnage" av opphengsfestet. Den engelske duken har bedre koblingsringer enn den norske. Den engelske leverandøren har vist stor vilje til å følge opp forslag til forbedringer, f.eks. forsterkning av opphengsfester, dobbelt oppheng for duk for å redusere nedhenget, bruk av flexibel spiralduk mellom mobilvifte og stuff m.m.

Målinger av duklekkasjer i 9 tunneler hvor to-veisventilasjon har vært eller er i bruk viste et tap på i gjennomsnitt 5-22 % pr km. Ved bruk av to-veisventilasjon bør duklekkasjene ikke overstige 10 %, for å unngå at for mye sprenggass lekker ut i tunnelen under avsugsperioden. Høy duklekkasje reduserer den miljømessige nytteeffekt av to-veisventilasjon.

I en tunnel hvor to-duksløsningen ble benyttet ble det registrert 16 % pr km i avtrekksrøret og 6,2 % pr km i friskluftrøret. Dersom lekkasjen var blitt redusert til 6,2 % også i avtrekksrøret ville den totale lekkasje blitt redusert fra 48 % til 18 % over knappe 3 km tunnellengde.

4.4 Ventilasjon

De tunneler med to-veisventilasjon som er undersøkt har tunnelareal mellom 45 m^2 og 52 m^2. Friskluftbehovet til stuff vil variere med bl.a. om det brukes dieseldrevet eller elektrisk lastemaskin, forbruket av diesel, kvartsinnholdet, tunnelens stigning/fall og vegbanens beskaffenhet. Målinger viste at frisklufttilførselen til stuff for de 9 undersøkte tunnelene varierte fra 650 m^3/min opp til 1615 m^3/min. Tilsvarende varierte spyleviftekapasiteten for mobilviftene fra 1050 m^3/min til 1560 m^3/min, mens avtrekksviftene hadde kapasiteter fra 1610 m^3/min til 2640 m^3/min.

Anbefalt spylekapasitet bør være minimum 1100-1200 m^3/min og avtrekkskapasiteten minimum 2000 m^3/min ved bruk av én-duksløsningen i tunnelareal 45-52 m^2. Reduseres spyle- og avtrekkskapasitet under anbefalt nivå bør dette kompenseres ved økt gangtid for mobilviften.

4.5 Sprenggass

Feltundersøkelsene utført av SINTEF, Avdeling for bergteknikk omfatter registreringer over tilsammen ca 80 salvesykluser.

Der bruken av to-veisventilasjon foregikk etter forutsetningene og avstanden mellom mobilvifte og stuff, samt mellom dukutløp og stuff ikke var uakseptabelt stor, viser undersøkelsene at røykproppen fanges effektivt opp og fjernes fra stuffområdet som forutsatt.

Innkjøring til stuff med lastemaskin skjedde normalt 7 til 32 minutter etter skyting. Ved bruk av to-duksopplegget ble nesten uten unntak de administrative normer (8 timer resp. 15 minutters eksponering) overholdt. Ved bruk av én-duksopplegget kunne det i enkelte tilfeller forekomme at 8 timersnormen kortvarig (< 30 sekunder) ble overskredet under passering av gjenværende rest av sprenggasser foran mobilviften.

På grunn av de store varmemengdene som utvikles under sprengning, legger den første del av røykproppen seg i den øvre del av tunnelprofilet de første minuttene etter at salven er gått. Idet røykproppen når mobilviften/avtrekksviften har man en lagskiktning

av sprenggass med de høyeste konsentrasjoner under hengen. Strømningsteknisk synes det derfor naturlig å plassere avtrekksviften i øvre del av tunnelprofilet. Etterhvert blir proppen mer homogen over hele tunnelprofilet.

Der det var en rimelig balanse mellom spyleviftens og avtrekksviftens kapasiteter ble det ikke registrert målbar resirkulasjon av sprenggass inn i spyleviften ved bruk av én-duksopplegget. I et par tilfeller ble det registrert lekkasjer på de første duklengdene fra spyleviften og inn mot stuff. Dette forårsaket noe turbulens og uregelmessige strømningsforhold foran innløpsåpningen for avtrekksviften. Dette kan tenkes å redusere avtrekkseffekten på sprenggassene noe. Slike forhold må man være oppmerksom på, og etter beste evne søke å unngå.

4.6 Kostnader

Sammenlignet med konvensjonell blåsende ventilasjon medfører bruk av to-veisventilasjon økte kapital- og driftskostnader, merarbeid osv. Det er således ikke noe direkte økonomisk argument for bruk av metoden. Det eneste incitamentet er lovverket, dvs. det foreligger et krav om at under nærmere spesifiserte forhold skal metoden benyttes.

To-veisventilasjon fører til at miljø- og trafikksikkerheten utover tunnelen i de fleste tilfeller blir radikalt forbedret, uten at nytteverdien av dette kan målsettes økonomisk.

Den bedrede sikten i tunnelen gir raskere utkjøring. Eksempelvis ble det oppnådd en innsparing på utkjøringstiden pr salve på 15-20 minutter ved 3000 m tunnellengde i Gudvangen-tunnelen.

Innsparing i utkjøringskostnad er i Gudvangen beregnet til av størrelsesorden kr 200 pr meter tunnel pga. at behovet for kjøretøy er redusert.

Størrelsesorden for de totale ventilasjonskostnader i Gudvangen (50 m² tunneltverrsnitt) er vist i tabellen under. Det gjøres oppmerksom på at disse er basert på kostnadene under forsøksdriften med to-veisventilasjon, og innbefatter således visse ekstrakostnader knyttet til gjennomføring av forsøkene.

Ventilasjonsmetode	Kostnader, kr pr m tunnel	
	< 4 km	> 4 km (økning pga. hjelpevifte)
Konvensjonell blåsende ventilasjon	400	600-700
To-veisventilasjon, én-duksopplegget	700	900
To-veisventilasjon, to-duksopplegget	900	1100

Spranget i ventilasjonskostnadene skyldes at hjelpevifte settes inn ved tunnellengde over 4 km. Sammenlignet med én-duksopplegget vil imidlertid hjelpeviften ved to-duksopplegget kunne settes inn på et noe senere tidspunkt enn 4 km. Dette vil bero på dagviftens kapasitet og dukdiameter.

Ventilasjonskostnadene angitt i tabellen antas å variere med ± 20 % avhengig av opplegg, strømpris, behandling av duk, stigning/fall osv.

3 års erfaring fra Gudvangen-tunnelen med bruk av to-veisventilasjon viser at systemet teknisk fungerer svært godt, men at type duk og opphengssystem må forbedres i samråd med leverandører/-bakstuffolk.

Metoden er godt mottatt av drivere og utkjøringsmannskap, som har innsett og opplevd den miljømessige nytteeffekt av metoden.

To-duksopplegget har gitt raskere utlufting og bedre forhold på stuff og utover tunnelen enn én-duksopplegget.

Dersom metoden skal fungere etter forutsetningene er det av avgjørende betydning at det på forhånd gis inngående informasjon om kritiske faktorer som dukkvalitet, oppheng, dukutvidelser, mykstart av vifter, og at viftekapasiteter, elektrisk opplegg og automatinnstilling trimmes inn på stedet, basert på de lokale forhold.

5 SAMMENDRAG

To-veisventilasjon er pr idag benyttet på 12-14 tunnelanlegg i Norge. Mottagelsen og brukererfaringene med metoden spenner fra det helt positive til det negativt avvisende. På flere anlegg tillegges én-duksløsningen/mobilviften ulemper som ikke er reelle, men som har med dårlig dukkvalitet, oppheng og for liten dukdiameter (for høyt arbeidstrykk) å gjøre. Slike forhold begrenser den miljømessige nytteeffekt ved bruk av metoden, og holdningen og motivasjonen for opplegget svekkes.

Med utgangspunkt i de klart positive erfaringer fra Gudvangen er det til slutt vår ærbødige påstand at dersom det på forhånd, og også fortløpende, gis god nok informasjon om forutsetninger og virkemåte for to-veisventilasjon og mobilvifte vil en noe negativ holdning i dag på enkelte anlegg fort kunne snues til det positive, slik at de krav knyttet til røykproppen som er pålagt tunnelbyggere av Arbeidstilsynet kan etterleves.

Prosjekt to-veisventilasjon

Erfaringer ved bruk av to-veisventilasjon er oppsummert i en serie rapporter utgitt av SINTEF, Avdeling for bergteknikk. Prosjektet er støttet av Vegdirektorat/ Statens Vegvesen, Entreprenørenes Landssammenslutning, private entreprenører, Statkraft, Arbeidstilsynet og Fondstyret for de regionale verneombudene i bygge- og anleggsbransjen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1988

"UTVIKLINGEN INNEN SPRØYTEBETONGTEKNOLOGIEN"

Development of the shotcreting technology

Dr.ing. Ole A. Opsahl
A/S Veidekke

SAMMENDRAG

I løpet av de siste 10 årene har det skjedd en utvikling av våtsprøyteteknikken her til lands. Samtidig har tørrsprøytsteknikken gjort framskritt utenlands.

Robotsprøyting har overtatt innenfor fjellsikring. Likeledes har utstyr med stor kapasitet fått innpass. Stålfiber har overtatt i stedet for nettarmering og utviklingen går mot lengre fibre.

Bedre betongteknologiske kunnskaper har gjort det mulig å framstille høyfast betong og lettbetong.

Full utnyttelse av dagens sprøytebetong bør bygges på et integrert kvalitetsikrings- og kvalitetskontrollopplegg.

SUMMARY

During the last 10 years the wet-process shotcreting method has beein developed in Norway. During the same period the dry method is improved abroad.

Use of robots have taken over shotcreting for rock support, and equipment with high capacity is more frequently used. Steel fibers have replaced the wire mesh. Longer fibers are now more currently in use.

Knowledge of concrete technology has made it possible to make high strength and light-weight shotcrete. QA/QC is required to utilize these materials.

METODER, UTSTYR OG ANVENDELSE

Prinsippielt snakker vi om to forskjellige sprøytemetoder:

- tørrsprøyting (vanntilsetning i munnstykket)
- våtsprøyting (ferdigblandet betong pumpes til munnstykket)

I Norge har våtmetoden vært enerådende siden slutten av syttitallet, og utviklingen her til lands har derfor utelukkende vært en utvikling av denne metoden. Parallelt har det foregått en utvikling av tørrmetoden, særlig i Canada, Tyskland og Sveits.

Utviklingen har skjedd på tre fronter:

- utvikling av utstyr og metoder
- utvikling av materiale d.v.s. selve betongen eller betongsammensetningen
- utvikling av anvendelsesområde

I Norge har det gjennom en årrekke vært tale om å finne nye anvendelsesområder for sprøytebetong, d.v.s. andre enn fjellsikring. Til tross for at sprøyting av grunnmurer ("Multi-mur") har fått et visst volum, og at det utføres en del reparasjoner med sprøytebetong, er og blir fjellsikring det fremherskende anvendelsesområdet, med 30 - 40.000 m^3 pr. år i 86 og 87. En nyskapning på tunellsektoren er lettbetong som brannbeskyttelse av PE-skumplater i veituneller.

På utstyrssektoren har robotutstyr tatt fullstendig over for håndsprøyting. Andre typiske trekk er at stempelpumper med høy kapasitet (15-20 m^3 pr. time) er blitt mer etterspurte på bekostning av monopumper. Fordelen med stempelpumpene er at høy kapasitet opprettholdes også ved relativt stiv og seig betong. Dette gjør at akselleratorforbruket (størkningsakselleratør som tilsettes i munnstykket) kan holdes i et gunstig område (10-15 l pr. m^3). Fasthetstapet p.g.a. akselleratortilsetning kan dermed begrenses og kontrolleres. (Se fig. 1).

ANVENDELSE AV FIBERBETONG

Det er snart 10 år siden stålfiberbetongen gjorde sitt inntog i Norge. I dag er nettarmering et ukjent begrep. Bruk av stålfiberarmert sprøytebetong i kombinasjon med bolter er blitt en sikringsmetode som også har overtatt for utstøping.

Innenfor fiberbetongområdet har det også skjedd en utvikling: Stålfibernes lengde har øket fra 14 til 18 og nå til 30 mm lange fibre. (14 og 18 mm EE, 30 mm Dramix).

Mens standarddoseringen for 18 mm EE fiber var 75 kg pr. m^3 (1 vol - %), har en av teknisk-økonomise hensyn redusert dette til 60 kg pr. m^3 (0,80 vol-%) for 30 mm Dramix. Dette fordi man ikke først og fremst er ute etter å øke betongen strekk- eller bøyestrekkfasthet, snarere å øke betongens duktilitet eller deformasjonsevne: En ønsker en seig bergforsterkning.

Som det fremgår av fig. 2 oppnås dette ved bruk av lengre fibre også ved relativt lave doseringer.
Hvorvidt fiberlengder i området 30 - 50 mm vil få praktisk anvendelse vil avhenge av utvikling av metoder og utstyr. Forsøk med tilsetning av fibre som klippes og blandes i munnstykket (Ekebro-metoden), eller innblanding av fibre i munnstykket (Besab-metoden) har ikke fått noen stor anvendelse. Dette til tross for svært gode fiberbetongegenskaper. Årsaken er store og tildels uoverkommelige produksjonsproblemer, særlig når det kreves kapasitet som i tunellsikring.

Plast eller kunstfibre har ikke fått noen stor anvendelse. Dette skyldes først og fremst at det er problematisk å blande inn mer enn 0,2 - 0,3 vol-%. Ved disse doseringene gir kunstfibre ikke økt duktilitet i herdet betong. De virker derimot riss og spenningsfordelende i fersk og ung betong. Dette kan også ha stor nytte i påkomne tilfeller.

HØYFAST SPRØYTEBETONG

Som et resultat av bedre betongteknologiske kunnskaper har det blitt mulig å framstille sprøytebetong av høyere kvalitet. Generelt kan en si at C25 i dag ikke beskrives, C35 er fornuftig nok blitt det som minimum forlanges. C40 og C45 er blitt vanlig i tunellsikring av undersjøiske tuneller, og C60 og C70 kan oppnås.

Spesielt kan det nevnes at det er utviklet tørrsprøytebetong med svært høye fastheter og lav vanninntrengning. Som et eksempel kan nevnes "Tricoshot" som har følgende typiske fastheter:

- 1 døgn : 40 MPa
- 7 døgn : 65 MPa
- 28 døgn : 80 MPa

Nå er det ikke trykkfastheten som først og fremst er av interesse. Høyfast sprøytebetong får derimot andre viktige egenskaper fordi den er høyfast:

- høy tidligfasthet, f.eks. 30 - 40 MPa etter 1 døgn
- god bestandighet mot sjøvann og agressiver
- vanntett og frostbestandig
- høy bøyefasthet (15 - 20% av trykkfastheten)

I forbindelse med vanntetthet er det viktig å vite at dersom fersk betong penetreres av vann vil den aldri bli tett, uansett fasthet og potensiell kvalitet. Likeledes er bruk av frostsikker betong nyttesløst, så lenge vannet bak betongen kan fryse og sprenge.

En bør derfor ha som utgangspunkt at sprøytebetong alene er dårlig vanntetting.

LETT SPRØYTEBETONG

som brannbeskyttelse har tørrsprøyting med perlite eller vermiculite som tilslag vært benyttet i en årrekke av bl.a. Torkret og Alvia. Bruk av tilsvarende våtbetong blir nå benyttet som brannsikring av PE-skum.

Typiske data for ren perlilte sprøytebetong:

- romvekt 1.000 - 1.200 kg/m^3
- trykkstyrke 10 - 12 MPa
- bøyefasthet 2 - 3 MPa (75 kg stålfiber)
- varmeledningstall 0,3 - 0,5 W/mK

P.g.a. høyt luftinnhold vil frostmotstanden være god, men den generelle bestandighet er mer tvilsom p.g.a. høyt W/C-tall (vanligvis 0,7 - 1,0).
Lett sprøytebetong med Leca og Liapor som tilslag er også utprøvd. Likeledes lettbetong hvor pastafasen i betongen er "oppskummet". Problemene med disse betongtypene har vært prelletap av tilslag, og økning av romvekt i sprøyteprosessen.

KVALITETSKONTROLL

I NS 3420 kap. L.71 er sprøytebetong omtalt og prøvningsregler referert. Dette har gjort det betydelig enklere å beskrive og gjennomføre kvalitetskontroll av sprøytebetong. I den forbindelse skal det påpekes at standardavviket, f.eks. trykkfasthet er stort (8-10% av middelverdien). Karakteristisk fasthet (d.v.s. fasthetsklassen C40, C55 o.s.v.) blir derfor vesentlig lavere en middelfastheten.

KVALITETSSIKRING

Enkle og klare arbeidsprosedyrer er nødvendig for å produsere sprøytebetong av jevn og tilfredsstillende kvalitet.

Dette sammen med kvalitetskontrollprosedyrer er en forutsetning for å kunne ha den fulle tillit til dagens sprøytebetong, og å utnytte materialet optimalt i fjellsikring.

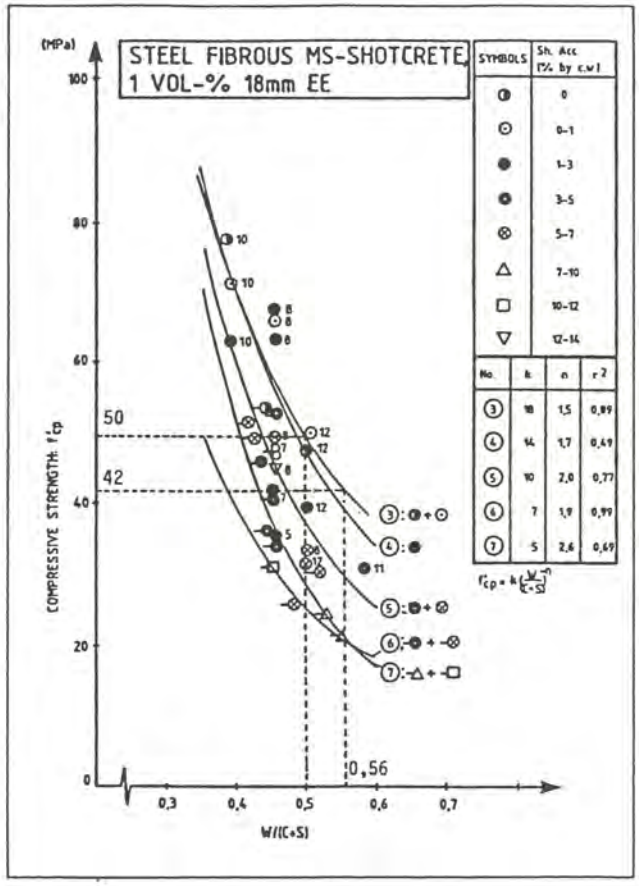


Fig. 1 : Effect of w/(c+s)-ratio and shotcreting accelerator (Sh. Acc.) on compressive strength. Results from Test Series no 2 - 6, 11 - 13 and Quality Control Summary no II, III, VI, VII, IX, XII - XIV, XVI, XXI and XXII. Content of microsilica (% by c.w.) is given at each symbol from Test Series. Each symbol represents an average and the variations are given in Appendix A and B. Results from Quality Control are marked "-" on the left side.

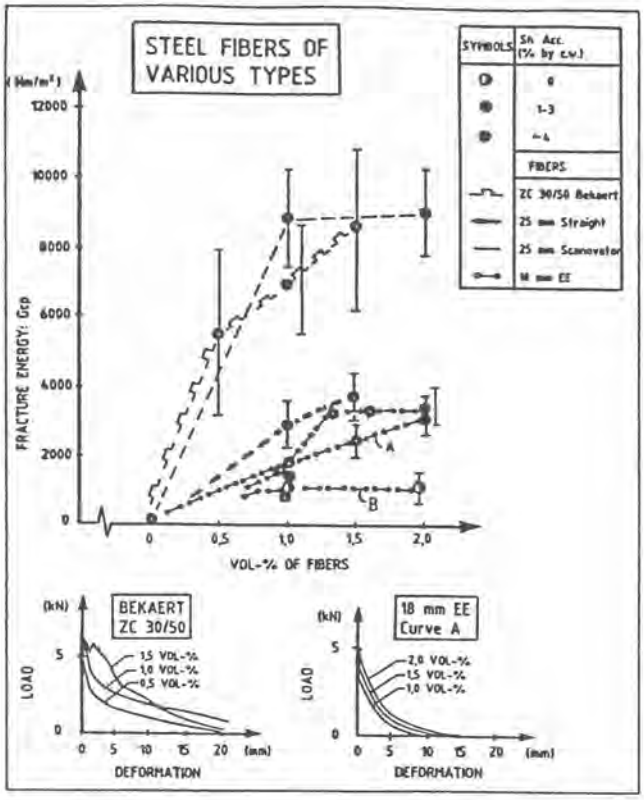


Fig. 2 : Fracture energy of microsilica shotcrete with steel fibers of various types. Results from Test Series no 3, 6 and 14. Fracture energy measurements were carried out on beams with 100·100 mm cross-section and 250 mm span. Notch-depth was 40 mm.
95% confidence limits are shown.

GASSRØRLEDNINGER PÅ LAND

November 1988, Ingerid Gjerde og Rolv Geir Knutsen, Statkraft

Jeg er bedt om å redegjøre for gassrørledninger på land i Norge.

Med noen små unntak er det ikke bygget ledninger av denne typen i Norge.

Innlegget kommer derfor i hovedsak til å basere seg på hva vi har sett, hørt, lest og tenkt. Dette er ikke noen erstatning for erfaring og praksis, og jeg vil be om at en husker dette ved den videre gjennomgangen.

BAKGRUNN

Utredningsarbeidet, som må sies å være et forprosjekt, er resultatet av en avtale mellom potensielle leverandører og brukere av norsk naturgass. (Statoil, Saga Petroleum, Norsk Hydro, Oslo Lysverker, Statkraft og Østlandskraft).

Fase I ble avsluttet rundt påske 1988, og det ble her primært tatt sikte på å anslå hva det koster og hvor lang tid det tar å bygge en ledning enten fra Midt-Norge (som da knyttes opp til Haltenbanken) eller fra Kårstø.

Vi er nå inne i fase II, som skal avsluttes ved årsskiftet. Målsettingen i denne fasen er å verifisere eller justere kostnader både mht. enhetskostnader og traséer, samt å gå nøyere gjennom kapasiteter og bemanning. Dette for å kunne gi et noe sikrere anslag enn i fase I.

GASS OG ENERGI

Med fare for å fortelle forsamlingen noe den allerede vet, skal jeg kort repetere noen tall og størrelser som forteller litt om naturgass.

- Energimessig tilsvarer et volum på 1 Mrd Sm^3/år naturgass en energimengde på ca. 10 TWh.
- Brennes gassen imidlertid opp i et gasskraftverk vil vi kun få halvparten av denne energimengden ut som elektrisk kraft, dvs. ca. 5 TWh pr. Mrd. Sm^3/år.
- En gassrørledning til Østlandet vil ut i fra våre vurderinger typisk frakte ca. 7 Mrd Sm^3/år.

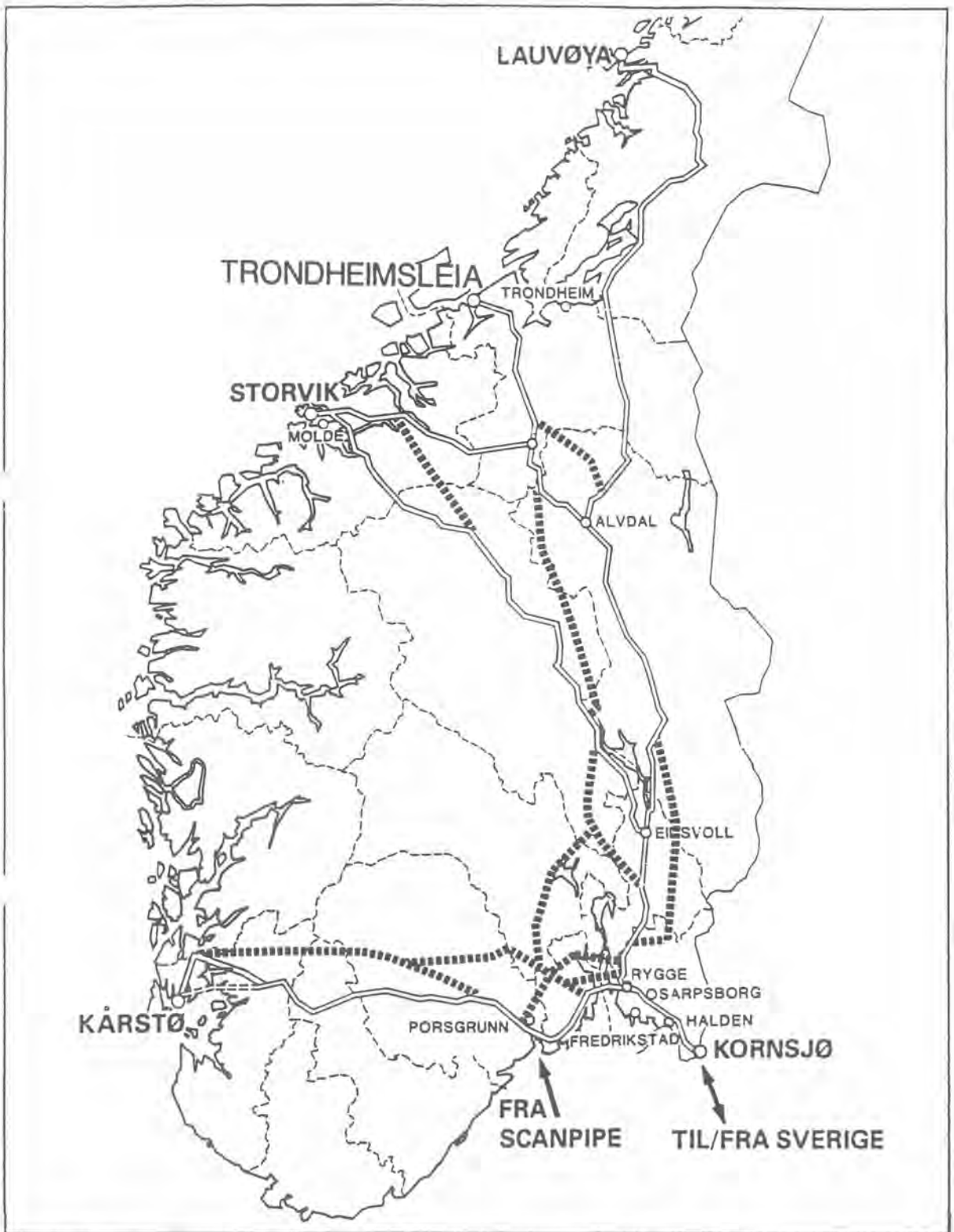


FIG. 4.2. Alternative traseer for stamrørledninger vurdert i studien. Røstøya er valgt som eksempel blandt flere mulige terminalsteder i Hitra, Hemne og Aure kommuner.

GASSRØRLEDNINGER PÅ LAND

Det tilsvarer i direkte energi 70 TWh, ca. 70% av den totale norske elektrisitetsproduksjon. Som nok et måltall produserer Ulla – Førre ca. 4,4 TWh

TRASEER OG KOSTNADER

Det ble i Fase I sett på fem alternative traséer for å få gass fram til Østlandsområdet.

Traséene ble kostnadsregnet, og fikk følgende prislapper:

–	Kårstø – Kornsjø	kr	4,3 mrd
–	Røstøya – Kornsjø	"	5,0 mrd
–	Storvik – Kornsjø (Gudbr.dal)	"	5,2 mrd
–	Storvik – Kornsjø (Østerdal)	"	5,5 mrd
–	Lauvøya – Kornsjø	"	7,0 mrd

Prisene er pr. 01.01.88 og eksklusive renter og investeringsavgift.

I prisene er det gitt et 25% tillegg for uspesifiserte/uforutsette kostnader. Det regnes med en nøyaktighet på ± 30%.

Det er antatt at byggetid vil være 2,5 – 3 år, avhengig av traséalternativ.

Opp mot 1000 mann vil bli engasjert.

OPPDRAGSVOLUM

For å indikere omfanget av arbeidsoppgaver, kan vi bryte ned kostnadsanslag og masser noe mer.

Nedenstående tabell viser fordeling på enkelte poster for de forskjellige ledningene.

GASSRØRLEDNINGER PÅ LAND

	Kårstø Kornsjø	Røstøya Kornsjø	Storvik Kornsjø o/Østerdalen	Storvik Kornsjø o/Gudbr.dalen	Lauvøya Kornsjø
Adm./planlegg/erverv	505 197	689 039	722 863	643 656	930 449
Transport (i Norge)	104 523	142 559	148 558	133 170	192 506
Rigg	168 399	229 679	239 344	214 552	310 149
Markarbeid	1 733 265	1 516 941	1 837 794	1 867 741	2 177 541
Rørleggingsarbeid	516 890	704 000	735 020	656 590	956 340
Hindringer	177 015	192 394	223 517	178 598	285 746
Innkjøp av perm. materiell, rør etc.	1 121 986	1 558 504	1 625 706	1 505 779	2 181 029

Vi ser altså at på områdene transport, rigging, markarbeid og hindringer ligger det et arbeidsvolum tilsavrende ca. 2,2 mrd.

Deler vi opp jobben i anleggs metoder/grunnforhold vil vi tilsvarende få:

Alternativ / Anl. metode	Kårstø Kornsjø	Røstøya Kornsjø	Storvik Kornsjø	Storvik Kornsjø	Lauvøya Kornsjø
Fjordkryss i tunnel	4,0	0,0	0,0	15,9	5,4
Tunnel (= 10 - 14 M²)	45,4	0,5	31,5	33,7	3,3
Sjaktboring	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fjellgrøfter	214,2	176,4	161,7	118,5	248,6
Løsmassegrøfter	206,3	463,1	475,0	428,8	612,1
I vann	8,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Totalt	469,9	640,0	668,2	596,9	869,4

Beskrivelse av rørledningsystemet

Høgtrykksledninger for transport av naturgass er ingen ny teknologi. USA og Canada har over 20 års erfaring, og i Europa er det et bygget ut et ganske omfattende nett.

I Norge vil naturgassen komme fra et offshorefelt. I terminal på ilandføringstedet blir våtkomponenter fjernet fra gassen før den sendes inn i landsystemet.

Rørledningen fra terminal kalles **stamledning** og den overfører store mengder naturgass under relativt høyt trykk over store avstander. I dag er det vanlig å dimensjonere stamledningene for et maksimums driftstrykk på 80 bar.

Fordelingsledning tar av fra stamledning og i avgreiningspunktet reguleres trykket ned. Typisk maksimum driftstrykk i en fordelingsledning er rundt 20 bar, eller eventuelt høgere hvis ledningen skal forsyne en større enkeltbruker som har behov for inngangstrykk over 20 bar. Da slipper kunden å investere i kompressorinstallasjoner, som ellers ville være nødvendig for å bringe trykket opp igjen til ønsket nivå.

Fordelingsnettet forsyner større enkeltbrukere som gasskraftverk og industribedrifter, eller et bysamfunn.

Forbrukere i en by får natugass fra en **distribusjonsledning**, der trykket er redusert helt ned til 4 bar. Med så lavt trykk er det tillatt å bruke plastledninger.

Jeg har vel ikke så stor tro på at vi vil få et distribusjonsystem i Norge. Jeg tror at investeringene for å bygge ut nettet og alle nye installasjoner hos den enkelte forbruker blir så høge at direkte anvendt gass ikke kan konkurrere med elektrisk energi.

Rørdiameter bestemmes hovedsaklig av hvor stort gassvolum som skal transporteres, valgt trykk og lengden på ledningen. Lengden har betydning på grunn av trykktap underveis, jo lenger ledning dess større tap. Derimot gir ikke høgdeforskjeller noen nevneverdig trykkredusjon. Årsaken er at naturgassen er lettere enn luft.

Jeg nevnte at det er tillatt å bruke plastledninger når trykket er under 4 bar. Ved høgere trykk er det krav om stålrør.

For stamledninger er det en tendens til å bruke **rørmateriale** av stadig høgere fasthetsklasser. På 50-tallet dominerte stålkvalitet X52, mens i dag er X70 ganske vanlig. Disse nye rørmaterialene av høg fasthetsklasse har ikke dårligere sveiseegeskaper enn vanlig stål. Det har man klart gjennom å ha et lavt karboninnhold i stålet, samt gjennom en kontrollert valseprosess der stålet gjennomgår en suksessiv økende deformasjon ved synkende temperatur.

Rørene leveres med et utvendig korrosjonsbeskyttende belegg av typen polyeten eller polyetylen. Hele røret er belagt unntatt et ca. 20 cm bredt belte ytterst på rørenden, dette av hensyn til sveisingen.

Nesten alle rør leveres rette. På kontinentet brukes rørlengder på opp til 18 m, men på grunn av vanskeligere transportforhold i Norge vil jeg tro at 12 m er en mer passende lengde.

En del av rørene må bøyes, og det finnes ulike metoder for rørbøying.

> Utnytte rørledningens elastiske egenskaper - **elastisk bøy**. Kan benyttes der det er mindre vinkelendringer.
>
> **Kaldbøying** utføres på anleggstedet i en mobil bøyemaskin. Bøyingen utføres enten langs trase eller på en bøyestasjon. Under bøyingen deles røret inn i mange små segment (lengde ca 30 cm) som hvert gis en liten vinkelendring. Rørbøyen vil beskrive en bue med krumningsradie 40•Ø. Det er ikke tillatt å bøye den ytterste delen av røret. Den ubøyde delen skal være minst 1.5•Ø. (Ø = rørets diameter)
>
> Rør med **varmformet bøying** kjøpes fra fabrikk, og krumningsradius er kun 5 Ø.

Valg av bøyemetodene vil være avhengig av traseen. Vi kan si at den første bøyemetoden er gratis, men den kan kun benyttes ved små vinkelendringer. Ved større vinkelendringer må rørene kaldboyes. Den siste metoden er nokså kostbar og vil derfor ikke bli brukt uten at det er helt nødvendig.

Hittil har jeg snakket om rør og rørledninger. Imidlertid må systemet bestå av flere installasjoner. Her vil jeg kort omtale:

Kompressorstasjon
Måle- og regulatorstasjon
Rensestasjon
Ventilstasjon

Kompressorstasjon

Dersom trykktapet langs ledningen er så stort at det går under et spesifisert minimumstrykk, må det settes inn en kompressorstasjon som kjører trykket opp igjen.

De viktigste komponentene i en kompressorstasjon er:

filter - for å rense gassen for smuss, sveiseslagg m.m.

kompressor - for å øke trykket.

"by-pass" - for å kunne kjøre gassen utenom stasjonen når det ikke er behov for kompressor, f.eks når gassforbruket er lavt.

Kompressorstasjonen drives enten med elektrisk kraft eller med naturgass. I det siste tilfellet tappes gassen direkte fra ledningen og vi kan si at den spiser av lasset.

Energien som trengs for å drive kompressorstajonen vil være avhengig av hvor mye trykket skal kjøres opp og hvor stort gassvolum som transporteres i ledningen. En 10 MW-kompressor-stasjon er vanlig for stamledninger.

Dimensjonering av rørdiameter, markedsoppbygging og behov for å sette inn kompressoreffekt henger nøye sammen og det lønner seg å optimalisere systemet for å finne den beste økonomiske løsningen.

Systemet dimensjoneres slik at det er tilstrekkelig trykk uten kompressorer de første driftsårene. Etter hvert som markedet for naturgass blir større og behovet for overføringskapasitet øker, fases kompressorene inn.

Regulatorstasjon

Regulatorstasjonens funksjon er å redusere gasstrykket til et nivå som er mer anvendbart. Siden stasjonen står i grensesnittet mot et annet ledningssystem, er det vanlig å sette inn en måler som registrerer gassvolumet som tappes fra stamledningen. Stasjonen kalles da en måle- og regulatorstasjon, som ofte blir forkortet til M/R-stasjon.

En M/R-stasjon har som regel to parallelle løp, ett i drift og ett stand-by som sikkerhet i tilfelle driftsavbrudd på det første løpet.

De viktigste komponentene er:

filter - for å fjerne eventuelt smuss fra gassen, f.eks. sveisslagg, rust, etc.

gassvarmer - for å hindre isdannelser i gassen under det store trykkfallet.

ventiler - for å kunne stenge løpet dersom trykket nedstrøms regulatoren overstiger dimensjonerende trykk.

regulator - for å senke trykket.

og eventuelt gassmåler for å lese av gassvolumet som passer stasjonen.

Rensestasjon

På grunn av risiko for kondensatutfall og eventuelt annet smuss i ledningen skal det være mulig å rense den innvendig.

I hver ende av rørledningen, eller ved overgang til annen rørdiameter, blir det montert et arrangement for sending og mottaking av et renseutstyr. Utstyret kan instrumenteres slik at det går an å kontrollere ledningens tilstand med hensyn til korrosjon og eventuelle sprekkdannelser.

I mangel av noe bedre har jeg har brukt benevnelsen "utstyr for rensing". På amerikansk heter det "pig". Svenskene sier "rensdon", mens finnene bruker en direkte oversettelse fra amerikansk, nemlig "gris" og hvis utstyret er instumentert kalles det "intelligent gris".

Ventilstasjoner

Ledningen skal seksjoneres med avstengningsventiler. Ved et plutselig trykkfall, sørger overvåkingssystemet for øyeblikkelig lukking av ventilen på hver side av trykkfall-stedet.

Ventilstasjonene har også sin funksjon ved reparasjonsarbeider. Da blir seksjonen der arbeidene skal foregå isolert fra resten av ledningen, og eventuelt tømt for gass. En slik avstengning stopper ikke gassleveransene nedstrøms. De går uforstyrret så lenge det er tilstrekkelig trykk nedenfor avstengningstedet.

SIKKERHET

Naturgass består hovedsaklig av metan. Gassen er lettere enn luft og er ikke giftig. 2 vilkår må være tilstede for at naturgassen

skal brenne, nemlig en gass-luft blanding med 10-15% naturgass, samt en tennkilde.

Dette betyr at brannfaren ikke er så stor ved en eventuell gasslekkasje. Gassen vil raskt stige opp og tynnes ut til en ufarlig blanding. Det skal mye til at noen tenner en fyrstikk akkurat i det øyeblikk det er en kritisk gass-luft blanding.

Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern har i sine forskrifter kommet med en rekke krav til rørledninger som transporterer naturgass. Jeg skal kort referere en del av dem:

Sikkerhetsklasser

Traseen deles inn i sikkerhetsklasser fra 1 - 4 der klasse 4 gir høgest sikkerhet.

Klassifiseringen foregår ved å bruke en tenkt trase-enhet som er 1000 m lang og 200 m på hver side av røraksen. Trase-enheten legges på traseen, og så telles antall husstander innenfor firkanten. Trase-enheten skyves videre langs rørledninen og klassene bestemmes på følgende måte:

Klasse 1	:	Opp til 5 husstander innenfor firkanten.
Klasse 2	:	Fra 6 til 30 husstander.
Klasse 3	:	Flere enn 30 husstander eller steder hvor mer enn 20 personer oppholder seg.
Klasse 4	:	En hvilken som helst trase-enhet hvor det befinner seg en eller flere bygninger med mer enn 4 etasjer over bakkenivå.

Klassene får betydning for rørenes veggtykkelse og for avstand mellom ventilstasjonene.

Sikkerhetssone

Innenfor trase-enheten blir det restriksjoner på framtidig boligbygging - særlig hvis byggingen medfører forandring i klassifisering.

Sikkerhetsfelt

I et belte langs rørledningen, 25 m på hver side, vil det være forbud mot å bygge boliger, forsamlingshus eller oppføre bygninger som er beregnet på næringsdrift. Innenfor dette området vil det bli lagt restriksjoner på bruk av åpen ild som bråtebrenning.

Her må det tilføyes at det ikke er farlig å oppholde seg 25 m fra rørledningen. Filosofien bak feltet er å sikre ledningen gjennom å begrense annen aktivitet nær rørledningen. Erfaring fra utlandet viser nemlig at det er tredjepart som påfører rørledningen de fleste og mest alvorlige skadene, og det skjer som regel i forbindelse med gravearbeider i nærheten av ledningen.

Nedgraving

Nedgraving av rørledningen blir ansett som den beste måte å beskytte den mot skade. Anbefalt forlegningsdybde er:

0.6 m overdekning for grøft utsprengt i fjell
0.9 m overdekning for grøft i løsmasse klasse 1
1.2 m overdekning for grøft i løsmasse klasse 2, 3 og 4

Trykkprøving

Rørledningen skal trykkprøves og tetthetsprøves etter at den er gravd ned. Prøvetrykket er avhengig av klassifisering. Vanlig prøvemedium er vann.

Korrosjonsbeskyttelse

Den nedgravde rørledningen skal ha 2 typer korrosjonsbekyttelse.

Utvendig har røret et belegg av typen polyeten eller polyetylen. Beleggets tykkelse er 3 - 4 mm.

I tillegg kommer katodisk beskyttelse som skal motvirke den naturlige korrosjonsprosessen i jorda.

LEGGETEKNIKK

Først av alt:

Legging av gassrørledninger er nytt i Norge. Bortsett fra enkelte korte strekninger i samband med ilandføring , har vi ingen erfaring i dette arbeidet. Imidlertid kan vi på mange måter sammenlikne oppgaven med f.eks. kraftledningsbygging eller vegbygging. I begge oppgavene vil arbeidsplassen strekke seg over en lang distanse og problematikken med organisering av mannskapet, logistikk, forflytting av arbeidsplassen m.m. er felles. Dette har vi erfaring på i Norge. Det nye vi må lære for å kunne bygge en naturgassledning er håndtering av rør, sveising, trykkprøving.

Prinsipielt er teknikken som brukes ved legging av stamledninger og fordelingsledninger den samme, men en ledning med mindre diameter er nok enklere å legge fordi rørene er lettere og mer elastiske.

Legging i lett terreng

Jeg skal vise tegninger som illustrerer hvordan arbeidet ble utført i Sverige.

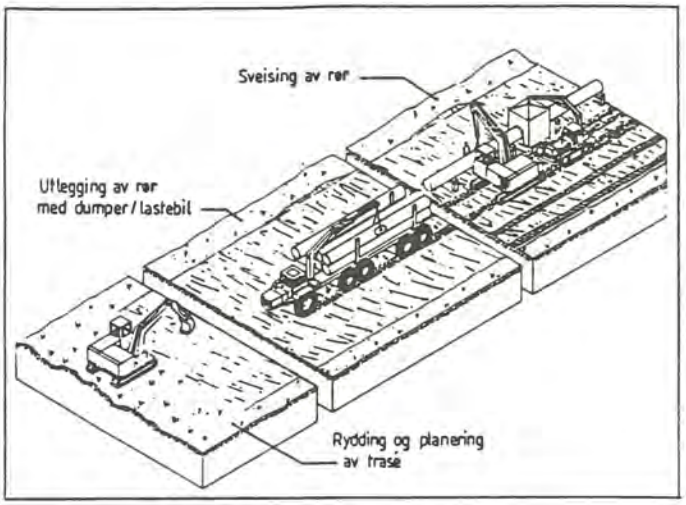


Fig. 1 Normal metode. Fra venstre ser vi klargjøring av trasé, utlegging av rør og sveising.

Først opparbeides en korridor med bredde 20 -30 m. Bredden er avhengig av rørets diameter. Alt arbeidet skal foregå innenfor korridoren. Entreprenøren har ikke lov å bevege seg utenfor, med mindre han selv har avtalt med grunneieren. Matjord skaves av og deponeres langs den ene siden. Resten av arbeidskorridoren grovplaneres slik at det er mulig å kjøre med lastebil eller traktorhenger.

Rørene transporteres ut og legges på understøttelser fortløpende langs traseen. En del av rørene må bøyes. Det blir utført i en mobil bøyemaskin som kjører langs traseen og kaldbøyer rør.

Neste arbeidsmoment er å kople rørene sammen til en rørstreng. Et beltegående kjøretøy med kran løfter røret og fører det mot rørledningen. Avstanden mellom de to rørendene skal være nøyaktig 1.5 mm. Ved store rørdiametre, over 500 mm, benyttes trykkluft til å låse røret i nøyaktig avstand inntil første sveisestreng er lagt. Istedet for trykkluft benyttes klemme på mindre rør.

Sveisingen foregår fra utsiden og den første sveisestrengen er vanskeligst å få til. Derfor er det ofte faste sveisere som kun har til oppgave å ta denne sveisen. Når de er ferdig med en rotsveis, går de videre til neste rør. Andre sveiselag følger etter og gjør sveisen ferdig.

Alle sveiseskjøtene kontrolleres med røntgen. Kvalitetskravene er strenge, den minste sveisefeil må repareres. Når sveisen er godkjent, er det klart for påføring av belegg over de ubeskyttede rørendene ved sveiseskjøtene. De slipes, sandblåses og belegges.

I prinsippet kan hele ledningen sveises sammen til en streng allerede nå, men i praksis er dette umulig fordi vi vil møte hindringer som veger, jernbaner etc hvor vi må stoppe.

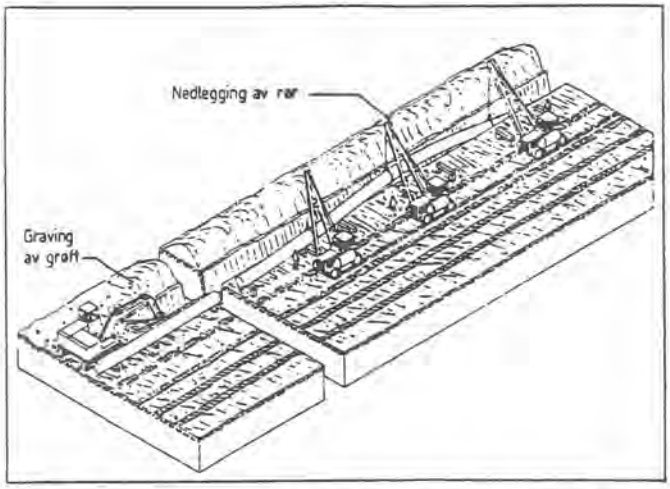


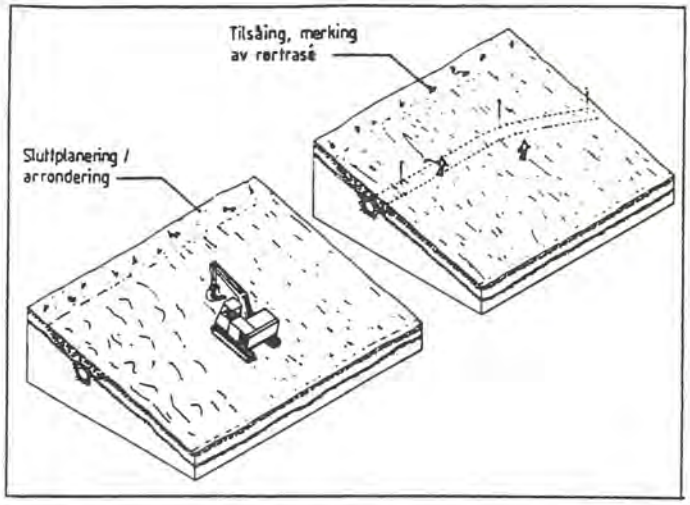
Fig. 2 Normal metode. Fra venstre sees graving av grøft og nedlegging.

Når det ligger en passe lang rørstreng langs traseen, blir grøfta som rørledningen skal legges i gravd ut. Vanligvis vil en søke å legge røret samme dag som grøfta graves.

I hæla på grøftegraverne kommer et nytt arbeidslag som har til oppgave å legge røret ned i grøfta. Dette laget består av minst 3 sidebooms (bulldozer med sidekran) eller gravemaskiner, utstyrt med en stropp som løfteredskap.

Maskinene stiller seg langs rørledningen, med 10 -15 meters innbyrdes avstand, tar så tak i ledningen og sammen løfter de den opp og styrer den over grøfta. Den bakerste maskinen senker ledningen forsiktig ned i grøta, slipper tak og flytter seg noen meter framover. De andre maskinene forflytter seg tilsvarende, en om gangen.

På fagspråket kalles dette "fronten". Det er et stort oppbud av maskiner og folk som arbeider seg suksessivt framover. I Sverige klarte "fronten" opp til 1 km om dagen, men det var på gunstige dager. Enkelte dager stoppet de helt opp, f.eks når de traff på mye fjell i grøfta. "Fronten" kan ikke vente til fjellnabbene er sprengt, så derfor kutter de rørstrengen og fortsetter med rørlegging forbi hindringen. Senere må de tilbake og legge den biten som står igjen.



Grøfta fylles så igjen, og siste aktivitet er opprydding og gjenoppretting av en tilstand nærmest mulig den opprinnelige før anleggsarbeidene startet. Rørledningen skal merkes med skilt ved knekkpunkter, kryssinger og på en slik måte at det er siktepunkt til neste skilt.

Fig. 3 Normal metode. Vi ser planering, arrondering og merking.

Kryssinger

Kryssing av veger, jernbaner, elver etc. blir tatt for seg - utenom "fronten". Som en generell regel skal gassledningen alltid ligge under objektet den krysser.

Ved kryssing av en veg, legges rørstrengen på plass under vegen. Når "fronten" har lagt den lange rørstrengen, blir disse 2 strengene knyttet sammen. På fagspråket kalles denne operasjonen "tie-in". Arbeidet foregår nede i grøfta og det er en kostbar operasjon.

Selve leggingen under en veg kan foregå på flere måter:

Vegen legges midlertidig om, og røret legges i åpen grøft.

Der det er løsmasser under vegen kan røret presses gjennom. Da blir først et varerør med diameter større enn gassrøret presset under vegen. Etterpå trekkes gassrøret gjennom varerøret.

Der det er fjell eller sprengstein kan metode 2 benyttes, men med boring i stedet for pressing.

For kryssing av jernbane benyttes samme metodene, unntatt den første med åpen grøft. En midlertidig omlegging av jernbanen blir for avansert!

Legging i vanskelig terreng

Som nevnt ble denne metoden benyttet i Sverige, og også i mange andre land. Men da skal vi også være klar over at terrenget stort sett er slik som vist på skissene. Det er flatt åkerland med god dybde til fjell.

I Norge må vi selvfølgelig bruke denne metoden der forholdene er tilsvarende, men vi må også arbeide med å tilpasse teknikken til norsk terreng. Jeg tenker da på at dersom en rørledning skal gå fra Vestlands- eller Trøndelagskysten til Østlandet, vil det, uansett hvilken trase som velges, bli lange strekninger med vanskelig terreng.

I Statkraft har vi jobbet en del med dette og vi har hatt som mål å få ned kostnader for rørlegging i vanskelig terreng, samt å redusere naturinngrepet. Et siktemål har også vært å gjøre prosjektet mest mulig norsk, dvs. søke å dra nytte av kunnskap og maskinpark som allerede finnes her til lands.

De følgende tegningene viser en metode som vi mener er mer tilpasset norske forhold.

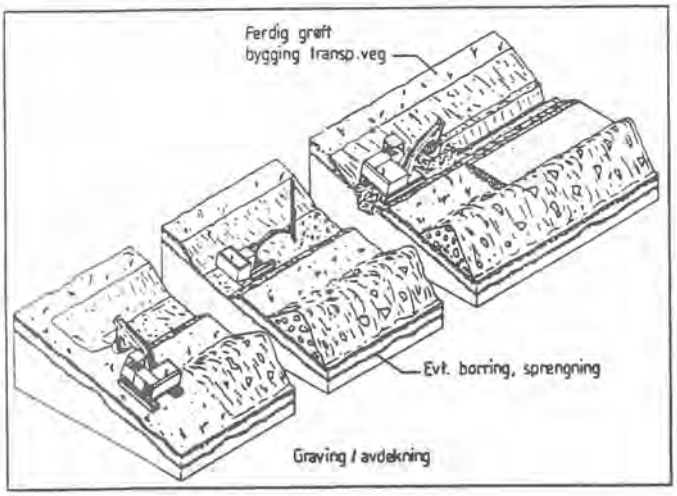


Fig. 4 Alternativ metode; graving av grøft.

Typisk grunnforhold mange steder i Norge er tynt løsmasselag på fjell. Det betyr at grøfta må sprenges. Figuren viser at løsmassene skaves av og deponeres før grøfta sprenges. Sprengmasser fra grøfta benyttes til å etablere en transportveg, og legg merke til at vegen har enkel kjørebredde. Spesielt i sidehellende terreng er det viktig at vegbredden holdes på et minimum for å unngå skjæringer.

En skjæring i fjell er kostbar, og i tillegg er det et naturinngrep som vil være synlig i ettertid.

I sprengt grøft må bunnen avrettes med en finere masse som rørledningen skal ligge på. For å unngå skader på rørets utvendige belegg skal omfyllingsmassen ikke inneholde skarpe steiner eller steiner større enn 3 - 4 cm. Det er vanlig bruke sand som omfyllingsmasse.

Dette bringer oss inn på et annet problem. Sett nå at grøfta har langsgående helning. Det vil ikke gå lang tid før vann har fraktet all sand med seg til grøftas laveste punkt, og rørledningen ligger uten beskyttelse. Klarer vi å finne andre måter å beskytte røret på, for eksempel med matter eller eventuelt tykkere belegg, kan vi benytte mer erosjonsikre masser, f.eks. finsprengt stein eller en blanding av løs og knust Leca.

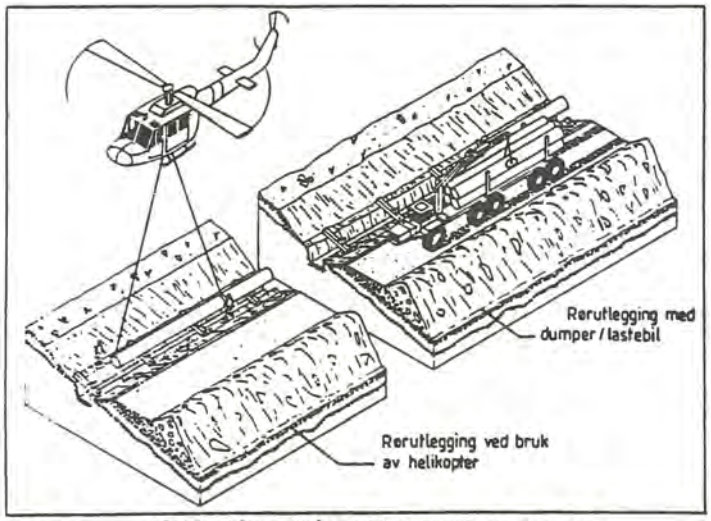


Fig. 5 Alternativ metode; uttransport av rør som legges på røropplegg over grøft.

Som nevnt er det et ønske at bredden på arbeidskorridoren er minst mulig. Den kan reduseres med ca 2 m hvis vi lagrer rørene over grøfta i stedet for på grøftekanten. På tegningen ser vi at det er lagt bjelker på tvers av grøfta. Bjelkene er av typen standard forskalingsbjelke med noen tilpassninger for denne bruken.

Rørene transporteres ut og legges på understøttelsene over senterlinje grøft.

Normalt vil rørtransport foregå med traktor med henger. I områder der transportforholdene er vanskelige, kan det være aktuelt å bruke helikopter. Vi har regnet på ulike former for transport og helikopter til rørtransport er ikke avskrekkende dyrt. Forholdet er anderledes for sand. Da blir helikoptertransport meget dyrt.

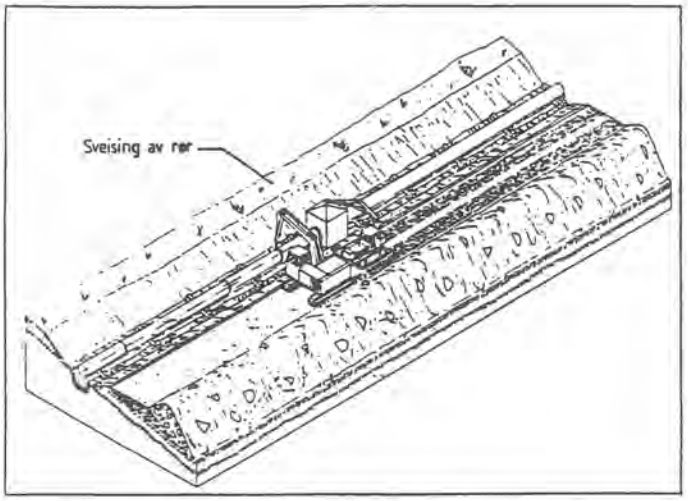


Fig. 6 Alternativ metode; sveising

Rørene sveises så sammen til en lang streng. Sveiserne står på en transportabel plattform i grøfta, ellers vil arbeidet foregå som tidligere beskrevet.

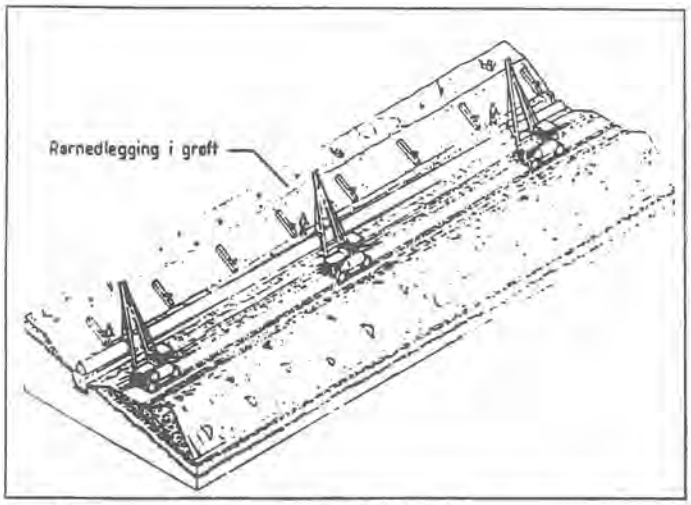


Fig. 7 Alternativ metode; nedlegging

Nedleggingen blir noe enklere når rørledningen ligger over senterlinje grøft. Siden den kun skal senkes rett ned, blir den utsatt for mindre bøying enn ved den første metoden. Der skal ledningen også skal bøyes inn over grøfta før nedlegging.

Dette var litt om leggemetoder. En til bruk i lett terreng og en som er tilpasset vanskelig terreng. Når jeg sier vanskelig terreng mener jeg bratt eller kupert terreng, samt strekninger der det blir mye sprengning.

Hva koster det så å bygge en naturgassledning?

Kostadene er selvfølgelig avhengig av lengden på ledningen og på hvilket terreng og grunnforhold det er.

Som ett eksempel kan jeg vise til enhetspriser for rørledning med diameter 75 cm. Enhetsprisene er pr m ledning og usikkerheten er på 30 %.

åkerland flatt	5300 kr/m +/- 30%
fjellgrøft middels kupert terreng	6700 kr/m +/- 30%
fjellgrøft bratt terreng	7900 kr/m +/- 30%

Dette viser at trasevalg har stor betydning for kostnadene.

Dette var priser for typisk stamledninger. Fordelings- og distribusjonsledninger vil ha mye mindre rørdiameter og tynnere rørvegger og av den grunn være billigere. Som regel er terrenget også "snillere" der de typer ledninger bygges, fordi det er på slike steder folk velger å bosette seg. Men nettopp det at rørledning skal legges i tettbygde strøk, kan også gi høyere kostnader fordi det er så mange flere hindringer enn på øde fjelloverganger. (Hindringer som veger og under bakkenivå el.- og telekabler, vann- og avløpsledninger)

Til slutt vil jeg si at det ikke er vanskelig å bygge en naturgassledning, men det er vanskelig å gjøre det billig.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1988

Overing. Jan Johansen

"FORURENSNING AV GRUNNEN - NORSKE REGLER OG ANSVAR"

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftelig referat.

PERSPECTIVES OF SOIL POLLUTION IN THE NETHERLANDS.

dr Michael Loxham msc bsc Delft Geotechnics Nederland

Abstract.

The response of the Dutch administrative and technical community to the serious and urgent problems of soil contamination has provided lessons that can usefully be applied in other countries when they are faced with similar situations. This response is described and placed against a background of risk assessment and technical strategies. It is shown that the problems are intractable and that progress will be necessarily slow.

Introduction.

The Netherlands is a small, densely populated country situated on the delta flood plain of the Rhine and Meuse rivers. Much of the land has been reclaimed by drainage or building out into the sea and owes its continued existance to the protection of large dykes along the rivers and at the coast. Traditionally, although there where some manufacturing industries, the main activities were trading, fishing and agriculture. This pattern changed radically after 1950 leading to the highly industrialised, intensively cultivated state that is the modern Netherlands.

This change, and the increasing living standards associated with it, have created an active awareness in the quality of the environment and an acute perception of the value of land and the high pressures on its utilisation. In the late 1970s attention started to focus on

the (chemical) pollution of the soils and groundwater and it quickly became apparent that very serious problems were to be expected in this area.

Several problem areas have been identified :-

1) Agricultural soils polluted by overintensive manuring
2) Soils at risk by acid rain.
3) Soils contaminated by industrial wastes
4) Soils polluted by discontinued chemical factories
5) Soils polluted by present manufacturing facilities
6) Old city soils
7) Highly contaminated river and delta sediments
8) Potential salinification of the groundwater due to the rising sea level

Each of these problems has not only a soil pollution facet but also a groundwater component and puts a major source of drinking water at risk. In this paper only items 3) through 6) will be dealt with further.

Surveys have shown that at least 5000 sites, not including currently operating chemical facilities or the city soils, have to be considered as so seriously contaminated that action of some sort will have to be taken to mitigate their impact on the environment. Cost estimates vary widely depending upon the proposed technical solutions but figures in the tens of billions of gulders are not uncommon. As capital wastage on this scale is quite out of the question, the problem of polluted soils has become a perminant feature of the Dutch technical landscape.

The Administrative Framework.

In response to the urgency of the problem, the Dutch parliament passed emergency regulations enabling the government to take in hand the investigation and clean-up of existing sites and to recover the costs through the courts by prosecuting the polluting parties. This

legislation is rather unique in that it is retrospective in nature and overrides any permissions or permits for disposal that the polluter might have had at the time, even from the authorities themselves. At the moment some 50 companies including most of the large Dutch multinationals, are facing court proceedings.

The implimentation of the regulations is at provincial level and this has created a major source of civil service employment and a significant market for the services of consultants and contractors.

It is proposed to integrate this emergency legislation in a wider law for the protection of the soil and groundwater in the near future. It is also interesting to note in this context that the landfilling of chemical waste is forbidden in the Netherlands and at the moment, not withstanding the large and crucially important chemical industry, no legal landfill facilities are in operation (a small concrete bunker is under construction). This has lead to an active export industry in chemical waste to the DDR and the UK.

Of particular importance is the framework defining the levels of contaminants considered as unacceptable in the context of the legislation. The driving force behind the regulations is a real or percieved danger to either people, or in a more recent formulation, "the environment". However this, risk analysis approach, has not been the basis for formulating the Maximum Allowable Impact (MAI) levels. The approach taken has been to define a "multifunctionality" criterion which roughly states that all soils should be kept available for all, or at least most, uses. This leads in turn to defining soil contamination standards in essentially agricultural or drinking water terms irrespective of the land use. It also leads to defining the MAI levels in terms of Concentrations (MAC) and not fluxes as a more rigorous risk analysis methodology would require. This has lead to unfortunate consequencies. Future concentration standards will probably be even stricter.

If a site is suspect, and today all sites are, the first step is to conduct a simple initial investigation based on a limited site survey, historical review and very limited sampling and analysis of

ground and groundwater. The results of the analysis are compared to three trip wire concentrations defined for most common pollutants, the so called A, B and C levels. (Moen et al 1985). Level A is the clean background level, level B the first alarm level and level C the cue for urgent action.

At the moment that this initial survey indicates cause for concern a further investigation, similar to the EPA RI/FS procedure is initiated. This can it turn lead to a detailed design study for the countermeasures chosen.

In view a the standards imposed, the most common remedial action proposed by the authorites and their consultants is the rigorous excavation of the site. The contaminated soil so generated has then to be transported elsewhere. (It is also often decontaminated by incineration or chemical washing techniques although considering the high costs (200 - 400 gulders/ton) and the price of clean sand (3 gulders/ton) the logic of this is obscure).

For more complex sites, other technologies such as isolation with or without in-situ clean up have been proposed and may be implimented in the future. (Loxham 1985).

The Technical Framework

Whilst concepts such as multifunctionality have an emotional or political value they are less useful in approaching the technical problem statement and in what follows recourse will be made to the more classical risk analysis concepts as developed for radioactive and hazardous waste management. (Loxham & van Ree 1987).

The starting point for the analysis is a methodology which defines a Source of environmentally potential harmful chemicals, a Target where these harmful effects will impact and a Pathway connecting them together.

The source is charactarised by the nature and strength of the emissions onto the path, usually as a function of time. The pathway has transfer dynamic parameters such as direction, propagation or attenuation. In principle at least, the target is charactarised by some maximum allowable impact function derived from toxicological considerations. However as the disciplines of urban ecology and toxicology are in their infancy, arbitary standards have to be set from semi-quantitave considerations. These can be defined as concentrations or, and less commonly, as fluxes. It is important to note that under this methodology, environmental quality parameters are associated only with the target and not the path or source.

If the projected impact development at the target exceeds the MAI level then countermeasures will have to be implimented. These can be directed towards reducing the emission charactaristics of the source or to manipulation of the path. In principle, target removal is also an option. This allows a rational classification of the clean-up and rehabilitation stratagies available.

The final component of the methodology is that of Cost - Benifit Analysis. It is necessary to achieve a balance between the residual risk run at the target after the implimentation of the countermeasures and the cost incurred in achieving that improvement in risk levels from the origional projections. The costs are reletively easily quantified. The value of the risk reduction or the on-going costs of the residual risk run are however very subjective. In the few cases where this methodology has been applied in the Netherlands it has been shown that the main function of the cost - benifit analysis is in the ranking of possible clean-up strategies rather than as an objective policy determinator.

Implimentation

To work within the Source - Path - Target Methodology, field, laboratory and modeling studies have to be undertaken. In order to do this the following facilities have to be available (not necessarily in one organisation) :-

1) A specialist field team with skills in :-
   - quality soil sampling
   - quality groundwater sampling
   - in-situ measurments of physical and chemical parameters
   - safe operations
   - secure sample transport
2) A specialist chemical analysis laboratory including
   - sample preparation
   - inorganic and organic micro component analysis
   - inorganic macro parameter analysis
   - chemical speciation modeling codes to translate back from bench data to in-situ values
3) An environmental geotechnical laboratory capable of establishing a wide range of interactive and geotechnical parameters on strange and often highly hazardous "soils".
4) Contaminant migration modeling skills including :-
   - Tracer migration
   - Multi-phase liquid movement
   - Gas generation and dynamics
   - Coupled migration and speciation modeling
   - Free convection and concentration density driven flow.
   - Biochemical interaction modeling

   Usually a system analysis framework shell is required in addition to this in order to optimalise the impact of any proposed countermeasures on the problem.
5) Civil engineering skills to impliment any measures decided upon.
6) Legal and legislative skills.

Special attention has to be paid to the modeling skills as almost all studies require projections into the, sometimes distant, future. This is because the time constants associated with contaminant migration and the effect of countermeasures are usually measured in tens and hundreds of years.

At the present time in the Netherlands skills 1) and 5) are being derived from conventional civil engineering practice, 2) from analytical chemistry fields, 4) is in a stage of active development

and 3), the environmental geotechnical skills are in their infancy. Skill 6) is, as usual, self-generating.

Specific Issues

Before concluding, attention will be given to some of the contaminated land issues currently being addressed in the Netherlands.

In the last few years considerable progress has been made in areas where the pollution is either easily accessible as in new building projects, or is simple in nature such as petrol pollution under fuel stations. In the latter cases a combination of excavation and groundwater recovery by pumping and purification has proved rather successful.

If the sites are larger, more complicated or less easy to approach, such as existing cities, operating factories and the off-shore and river beds, progress has been less dramatic. In fact the actual stratagies chosen, as distinct from proposed, are directed to containment in the short term rather than source elimination.

Particularly noteworthy in this respect is a project underway to examine the possibility of isolating the large petrochemical complexes at Rotterdam from the surrounding ecosystems. At the moment geohydrological isolation techniques are being examined in the context of large scale "clustering" of the facilities within geologically defined defendable zones. Civil engineered barriers such as curtain walls down into underlaying clays may also be necessary.

Two sites with high levels of pollution, one an old gas works, the other an illegal chemical waste dump, are being isolated from the surroundings with cement-bentonite curtain walls which seem to be favoured in the Netherlands above the bentonite slurry trenching techniques so often used in the USA.

The problems of the so-called "inner cities" are intractable in the extreme. The soil under the old houses generally fails all the Dutch pollution parameters simply as an accumulation of urban detritus over hundreds of years. If the standards were to be rigorously applied then the urgent renewal programs for these areas would grind to a halt because of a shortage of money and the time required for the legislative procedures. This will lead to unacceptable social consequencies for the people living there. The strategy adopted is to isolate the housing from the supporting soils by plastic barriers and to ensure that there is a meter or so "living - layer" of clean soils between the inhabitants and the polluted sub-soil.

The problems of Rotterdam are compounded by the fact that much of the new city development has taken place on made-ground using harbour dredging spoil. This spoil is now known to be contaminated with a wide range of toxics which exceed the permitted standards by orders of magnitude. The harbour of Rotterdam has to be continually dredged and the disposal of the spoil continues to be a major cause for concern.

The future perspectives for the clean-up of the polluted Dutch urban soils are not rose coloured. It will probably take all our efforts to impliment a "stand and hold" strategy and to address the most desperate problems. In the longer term, hope is fixed on the results of several major government initiatives to stimulate research at the Universities and larger technological institutes to develop low cost in-situ clean-up technologies.

References

Moen J.E.T. et al, 1985 Soil Protection and Remedial Actions, Criteria for Decision Making and Standardization of Requirements in Assink & Brink (editors) Contaminated Soil Nijhoff Dordrecht pp441

Loxham M. 1985 Isolation Strategies in Relation to Contaminated Land Problems. opt cit pp637.

Loxham M. & van Ree C.C.D.F. 1987, Risk Analysis as a Rational Basis for Soil Protection and Contaminated Land Clean-up. 2nd European Conf. on Environmental Technology Amsterdam June 22-26 1987.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1988

PRINSIPPER FOR TRANSPORT OG SPREDNING AV GRUNN- OG GRUNNVANNSFORURENSNINGER

PRINCIPLES OF SUBSURFACE TRANSPORT OF CONTAMINANTS

Cand real. Amund Gaut
Ingeniør Chr. F. Grøner A.S.

SAMMENDRAG

Forurensningstransport i grunnen foregår i det vesentlige i væskefase og er i stor grad avhengig av grunnvannets nivå og strømningsretning. Det skilles mellom væsker som er ublandbare med vann, og forurensningsstoff som løses i grunnvannet og transporteres med dette. Hydrodynamisk dispersjon og kjemiske reaksjoner mellom væske og fast stoff bidrar direkte og indirekte til spredning og forsinkelse av en forurensningsfront.

De regionale grunnvannsbevegelser kan være av stor betydning når forurensninger skal påvises eller forurensningsbevegelser forutsies.

SUMMARY

A short description of subsurface transport of contaminants is presented. Liquids immiscible with water as well av contaminants dissolved in the groundwater are discussed.

Groundwater level, regional groundwater movements, hydrodynamic disperson, and chemical reactions between solute and matrix are important for the direction and velocity of the contaminant migration.

VÆSKETRANSPORT I GRUNNEN

Forurensninger i grunnen kan opptre i gassform, væskefase eller fast form. Transport av forurensninger vil i det vesentlige foregå i væskeform, men transport av faste stoff (colloider) eller emulsjoner i en væskefase, f.eks. grunnvann, kan også finne sted. For en del stoff er også transport i gassfase aktuelt.

Dette innlegget vil i første rekke ta for seg transport av forurensninger i væskefase, som strømning i egen fase eller løst i grunnvannet.

De fysiske lover for strømning av væske i geologisk materiale er grunnleggende for beskrivelsen av slik forurensningsbevegelse. For strømning i porøse media gjelder Darcys lov:

$$q = k \cdot \frac{\varrho \cdot g}{\mu} \cdot \frac{dh}{dl}$$

q = spesifikk kapasitet (gjennomstrømming pr. enhetsflate)
k = intrinsisk permeabilitet
ϱ = tetthet
μ = viskositet
g = gravitetskonstant
$\frac{dh}{dl}$ = hydraulisk gradient

For sprekker i fast fjell tas utgangspunkt i en ligning som beskriver væskestrøm mellom to parallelle plater (Hele-Shaw-strømning). Spesifikk kapsitet kan uttrykkes :

$$q = \frac{e^2}{12} \cdot \frac{\varrho \cdot g}{\mu} \cdot \frac{dh}{dl}$$

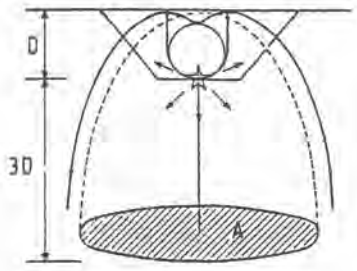
e = sprekkeapertur (avstand mellom sprekkeplanene)

Begge løsninger gjelder for mettet laminær strømning. For gyldighet av Darcys lov kreves homogene og isotrope media, og ligningen for strømning i sprekker er satt opp med utgangspunkt i plane og parallelle flater. Det sier seg selv at ingen av disse kriterier er fullt ut tilfredsstilt under naturlige, geolgiske forhold. Ligningene bør derfor ikke benyttes uten at man i et hvert tilfelle vurderer hvor mye forholdene avviker fra de grunnleggende forutsetninger.

For en fjellsprekk er det altså størrelsen $e^2/12$ som tilsvarer den materialbestemte permeabilitetskonstant, k, i en porøs avsetning. Den reelle væskemengde som strømmer igjennom en sprekk, er i tillegg avhengig av den totale gjennomstrømningsflate. Her kommer aperturen inn i beregningen en gang til, slik at det i realtiteten er e^3 som inngår i regnestykket for hvor mye væske som transporteres. I praksis betyr dette at én stor sprekk vil transportere betydelig mer vann enn mange små som til sammen har samme gjennomstrømningsåpning.

FORURENSNINGER SOM IKKE LØSES I VANN

Når en forurensende væske, f.eks. et oljeutslipp, renner ut i eller over et porøst medium, vil den i den mettede sonen rett ved utslippet bre seg radiært utover inntil de gravitative krefter tar overhånd. Utslippet vil deretter følge de mest permeable soner ned til grunnvannet eller eventuelle impermeable lag. I praksis vil dette være en vertikal, oftest mettet strømning som i en homogen og isotrop akvifer i prinsippet vil være sylinderformet slik nedenstående figur viser. Tverrsnittet av forurensningsstrømmen vil kunne beregnes etter Darcys lov.



$$A = \frac{Q}{k \frac{\varrho \cdot g}{\mu} \cdot \frac{dh}{dl}} = 1$$

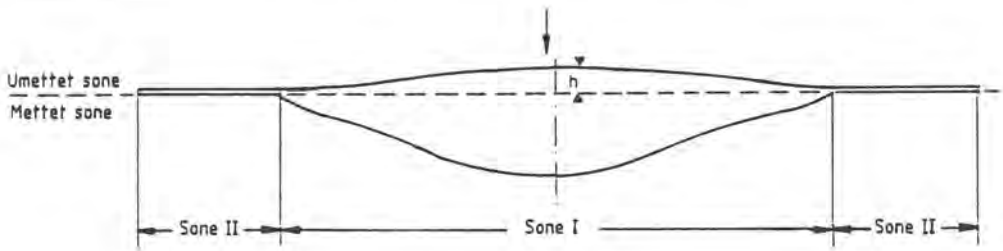
Q = lekkasjevolum (m^3/s)

Figur 1. Strømningsmønster for lekkasje fra oljeledning i umettet sand. (Greulich & Kærgaard, 1984).

Hvis væsken er tyngre enn vann, vil den fortsette ned gjennom grunnvannssonen, og utbredelsen vil til dels styres av overflaten til underliggende, tette lag. Slike forurensninger kan derfor være meget vanskelige å påvise.

Hvis den ublandbare væsken er lettere enn vann, vil den samle seg på grunnvannsoverflaten. De sentrale deler av legemet vil vokse i tykkelse og fortrenge grunnvannet etter Archimedes lov. Væsken vil bre seg utover som følge av potensialforskjellen mellom midten og kanten av legemet, og som følge av kapillære krefter.

Begge soner i figur 2 vil bre seg utover med avtagende hastighet - den indre sonen fordi den tilstrømmende væske stadig får et større og større areal å fordele seg på - kapillærsonen fordi den hydrauliske motstanden øker sammen med avstanden til den innerste sonen.



Figur 2. Skjematisk fremstilling av strømningsforholdene i et oljelegeme over grunnvannsspeilet i en porøs avsetning. Strømningen i sone I styres i det vesentlige av det hydrauliske potensial, h, mens de kapillære krefter dominerer i sone II.

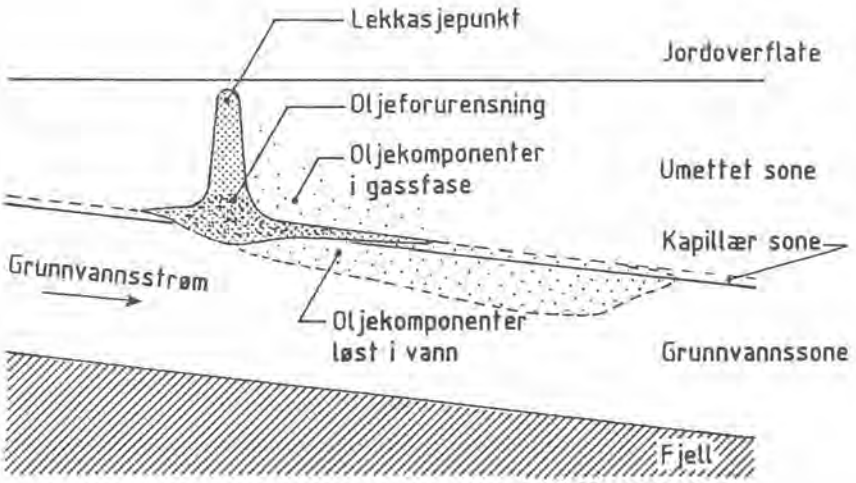
En kapillæreffekt vil også gjøre seg gjeldene ved passering av finkornede lag på veien ned til grunnvannssonen. Her oppstår i tillegg en oppstuvningseffekt slik at man på et tidlig tidspunkt får et relativt stort forurensningslegeme over disse lagene. Etter at forurensningen er stanset, og den mettede strømningen har opphørt, er det imidlertid i disse lagene man kan vente å finne de største forurensningsrestene.

På veien ned gjennom sonen over grunnvannet vil en forurensning av denne type etterlate seg små eller store rester, såkalte ganglier, i en del av porene. Residualmetningen etter avsluttet strømning er bl.a. avhengig av porestørrelsen og overflatespenningen i væsken. Variasjonene vil derfor være store. For oljederivater kan mer enn 50% residual metning forekomme i tørt, sandig materiale.

I de tilfeller hvor man har et flukturerende grunnvannsspeil, vil en lett forurensingsvæske oppå grunnvannet kunne få stor lateral utbredelse på ethvert nivå hvor grunnvannsspeilet tidvis er stabilt. Ved heving av grunnvannet etter at en forurensning har funnet sted kan det bli meget vanskelig å påvise ganglier som nå vil kunne befinne seg under grunnvannsspeilet, selv om forurensningsstoffet egentlig er lettere enn vann.

Flerfasestrømning i grunnvannssonen blir ikke nærmere behandlet i dette innlegget, men det kan være grunn til kort å referere undersøkelser og beregninger som Sitar, Hunt og Udell (1987) har gjort med forurensningsstoff som f.eks. trikloretylen og toulen. De viser at gangleir på størrelse med massenes korndiameter ikke vil kunne fjernes med strømningshastigheter som tilsvarer laminær strømning. Det er derfor ikke sikkert at man vil kunne påvise slike stoff i grunnvannet ved pumping fra en undersøkelsesbrønn. Det vil heller ikke være mulig å fjerne en slik forurensning med pumping av grunnvann.

Når man i tillegg til de faktorer som hittil er nevnt, også tar i betraktning at grunnvannsoverflaten har en viss gradient, og at deler av forurensningsstoffet vanligvis løses i vann og/eller fordamper, kan forholdene til slutt bli som vist i figur 3.



Figur 3. Forurensning fra oljeledning i løsmasser over grunnvannssonen. (Schwille, 1984).

FORURENSNINGER LØST I GRUNNVANNET

Forurensningstransport i grunnvannssonen kan betraktes som resultat av to prosesser:

- Adveksjon : Transport med grunnvannet
- Hydrodynamisk dispersjon : Spredning i forhold til grunnvannsstrømmen.

For et homogent medium med konstant strømningshastighet kan forholdene beskrives ved "adveksjons-dispersjonsligningen":

$$\frac{\delta C}{\delta t} = \left[D_x \frac{\delta^2 C}{\delta x^2} + D_y \frac{\delta^2 C}{\delta y^2} + D_z \frac{\delta^2 C}{\delta z^2} \right] - \left[\bar{v}_x \frac{\delta C}{\delta x} + \bar{v}_y \frac{\delta C}{\delta y} + \bar{v}_z \frac{\delta C}{\delta z} \right]$$

C = Konsentrasjon
D_{xyz} = Dispersjonskoeffisient i hhv. x, y og z retning
v_{xyz} = Gjennomsnitlig lineær hastighet i hhv. x, y og z retning
(= fronthastighet = q/n, n = effektiv porøsitet).

For videre diskusjon forenkles uttrykket til bare å beskrive konsentrasjonsendringer langs strømningsbanen (longitudinal retning):

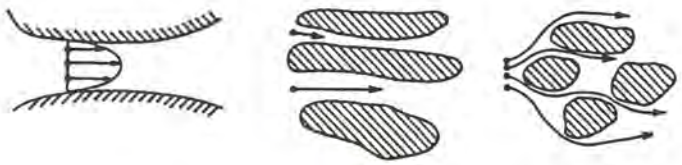
$$\frac{\delta C}{\delta t} = D_l \frac{\delta C}{\delta l^2} - \bar{v}_l \frac{\delta C}{\delta l}$$

Konsentrasjonen er altså avhengig av 2 faktorer : en adveksjonsfaktor og en dispersjonsfaktor. Dispersjonskoeffisienten kan igjen splittes opp i to faktorer.

$$D_l = \alpha_l \cdot \bar{v} + D^*$$

D^* = diffusjonskoeffisienten justert for porøst medium
α_l = dynamisk dispersivitet (materialkonstant)

Den ene faktoren, $\alpha_l \cdot \bar{v}$, gir uttrykk for en mekanisk blanding avhengig av strømningshastigheten slik det er vist i figur 4.



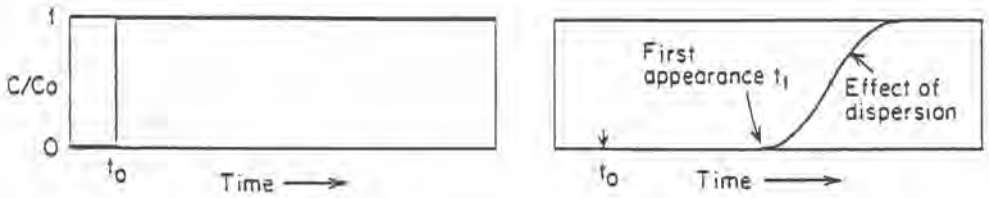
Figur 4. Årsaker til mekanisk blanding ved strømning i porøse media.
a. Hastighetsforskjeller i én kanal som følge av friksjon ved kontakt væske/korn.
b. Hastighetsforskjeller mellom store og små kanaler.
c. spredning ved blokkert strømningsbane.
(Gilham & Cherry, 1982).

Den andre faktoren, diffusjonskoeffesienten, representerer den molekylære diffusjon, som er en relativt langsom og konstant prosess. I grunnvannssonen forsinkes prosessen ytterligere ved at det geologiske materiale utgjør en fysisk hindring for molekylenes vandring.

Adveksjons-dispersonsligningen og oppdelingen av dispersjonskoeffisienten viser at adveksjon og mekanisk blanding vil være de viktigste transportmekanismene så lenge strømningshastigheten ikke er svært liten. I lavpermeable avsetninger av silt og leir, eller i fjell med ubetydelig grunnvannsbevegelse, blir diffusjonens relative betydning større. Diffusjonen spiller f.eks. en avgjørende rolle når man skal vurdere spredningsfare for miljøfarlig avfall som deponeres i saltstokker eller andre tette bergarter.

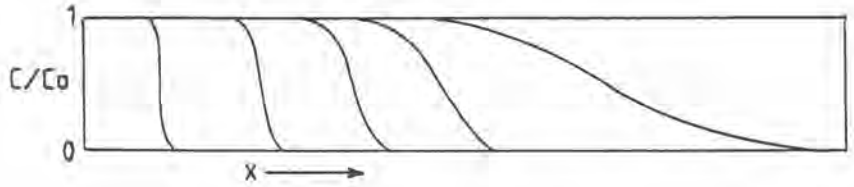
Forøvrig skal det påpekes at den longitudinale dispersjon er betydelig større enn dispersjonen på tvers av strømningsretningen.

Den totale effekten av hydrodynamisk dispersjon i forhold til ren advektiv transport er vist i figurene 5 og 6. Kurvene i figurene er symetriske om en linje $C/C_o = 0,5$, men de vil i praksis som regel ha en noe avvikende fassong. Det er bl.a. vanlig at full forurensningskonsentrasjon ikke oppnås så tidlig som forventet.



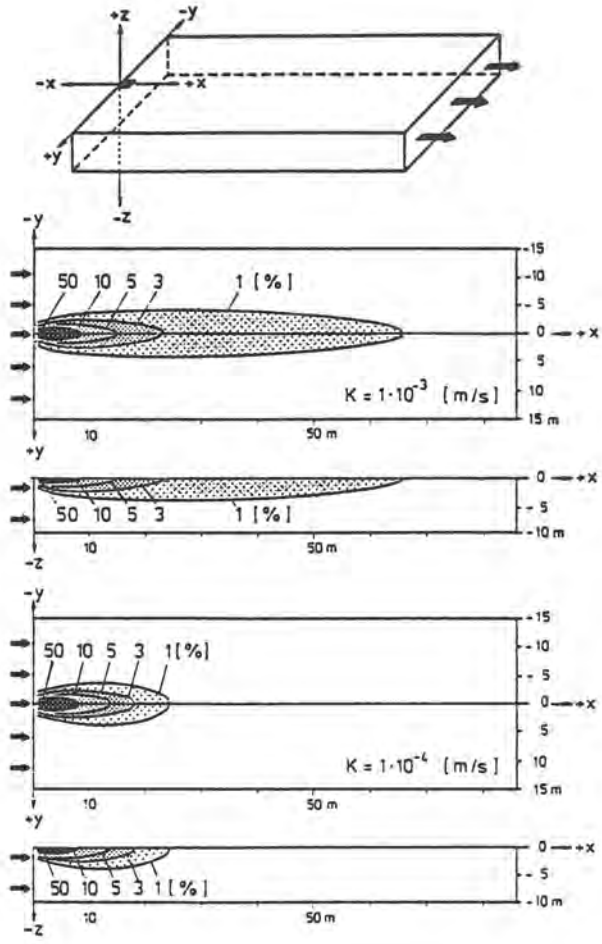
Advektiv transport Advektiv transport m/dispersjon

Figur 5. Endring av forurensningskonsentrasjonen i et punkt som passeres av en forurensningsfront. Ved dispersjon forsinkes fronten, og det tar tid før full konsentrasjon ($C/C_o = 1$) oppnås. (Freeze & Cherry, 1979).



Figur 6. Endring av forurensningsfronten med avstanden fra forurensingskilden. Nær kilden er effekten av dispersjon liten. Etter som avstanden øker, tar det lenger og lenger tid fra forurensning spores til full konsentrasjon oppnås. (Modifisert etter Freeze & Cherry, 1979)

Figur 7 viser hvordan forurensningsspredningen er avhengig av mediets permeabilitet. Figuren illustrerer også hvordan konsentrasjonskurven i figur 6 kan være meget slak selv tett ved forurensningskilden.

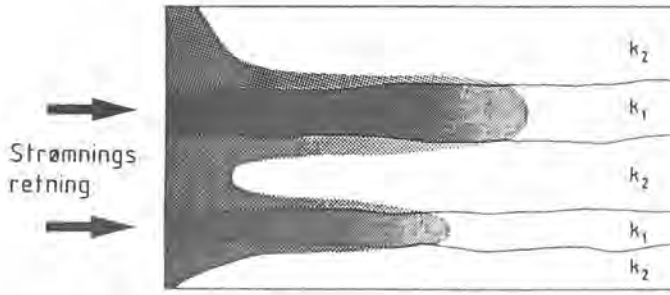


Figur 7. Konsentrasjojnsendringer som følge av hydrodynamisk dispersjon. Teoretiske beregninger av spredning av løst CHC fra kontinuerlig punktkilde (Schwille 1984).

Naturlig forekommende avsetninger vil bare skjelden oppfylle de forutsetninger om homogenitet og isotropi, mettet, laminær strømning osv. som ligger til grunn for adveksjons-dispersjonsligningen. Et argument for likevel å benytte lignigene er at man innen det volumet av avsetningen som betraktes, har så mange heterogeniteter at den i tilstrekkelig stor skala kan regnes som homogen. Anvendelsen blir altså avhengig av at man velger et riktig tilpasset "representativt elementærvolum". For en nærmere diskusjon av disse forholdene henvises til Bear (1979) og Gilham & Cherry (1982).

I praksis har man imidlertid ofte å gjøre med relativt få lag med klart forskjellige permeabiliteter i en avsetning, slik at forurensningsfronten vil bre seg med forskjellig hastighet i de enkelte nivåer og soner. Forholdet vises i figur 8, som også illustrerer den utjevningseffekten som finner sted mellom lagene. Hvis den minste permeabilitetskoeffisienten, k_2, er svært liten, vil spredningen på tvers av laggrensene i det vesentlige skyldes diffusjon. Hvis k_2 er større, vil det også finne sted en mekanisk blanding som medfører at konsentrasjonsforskjellen mellom de enkelte lag etter hvert utviskes.

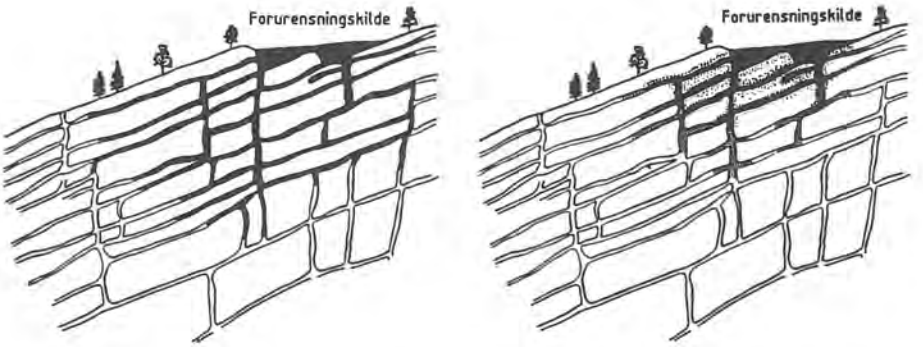
Bortsett fra i områder hvor marine leirer er blandet inn i lagfølgen, må de fleste norske løsmasseavsetninger i denne sammenheng betraktes som nokså homogene, med begrensede permeabilitetsforskjeller mellom lagene. En utjevning av forurensningskonsentrasjonen kan derfor ventes relativt kort bak forurensningsfronten.



Figur 8. Skjematisk fremstilling av forurensningstransport i lagdelt akvifer som følge av adveksjon og dispersjon.

En tilsvarende effekt vil finne sted ved forurensningsbevegelse i berggrunnen. Forurensningen vil først bre seg langs sprekkeplanene, og deretter trenge innn i de massive partiene utenom sprekkene. Man har i hovedsak en ren adveksjons-diffusjonsprosess. I krystallin, ikke porøs berggrunn som gneis eller granitt, vil diffusjonen være så ubetydelig at den ikke vil påvirke forurensningsfronten nevneverdig. I en porøs sandsten kan derimot diffusonen føre til både at forurensingsfronten forsinkes, og at det tar lengere tid fra forurensningen kan registreres til full konsentrasjon etabeleres. Forholdene er vist i figur 9.

I Norge forekommer porøse bergarter bare unntaksvis. Forsinkelse av en forureSningsfront pga. diffusjon kan tenkes å forekomme i skiferbergarter med sekundær sprekkeporøsitet, men det forekommer lite materiale som kan fortelle noe mer om disse forhold.



Granittisk bergart

Porøs sandsten m/diffusjon.

Figur 9. Skjematisk fremstilliung av foruresningsspredning i granitt og porøs sandsten.

GEOKJEMISK PÅVIRKNING PÅ FORURENSNINGSTRANSPORTEN

For ovenstående diskusjon av forurensingsspredning er det lagt til grunn at forurensningen ikke påvirkes av kjemiske reaksjoner. I virkeligheten kan de fleste forurensningskomponentene påvirkes av én eller flere reaksjoner innenfor følgende kategorier:

- Utfelling-/oppløsningsprosesser
- Adsorbsjons-/desorbsjonsreaksjoner
- Mikrobiologisk nedbrytning
- Radioaktiv nedbrytning
- Oksydasjons-/reduksjonsprosesser
- Syre-/basereasjoner
- Kompleksbinding

Det er i det vesentlige de 3 førstnevnte reaksjonstypene som bidrar til direkte fjerning av foruresninger fra løsninger. I tillegg er radioaktiv nedbrytning aktuelt i spesielle sammenhenger. De andre prosessene spiller imidlertid en viktig rolle ved å påvirke mulighetene for at utfelling eller adsobsjon skal kunne finne sted.

I prinsippet kan alle reaksjonene som direkte påvirker forurensningskonsentrasjonen beskrives ved en tilleggsfaktor til adveksjons-dispersjonsligningen.

$$\frac{\delta C}{\delta t} = D_l \cdot \frac{\delta^2 C}{\delta l^2} - \bar{v} \frac{\delta C}{\delta l} - G$$

G er et uttrykk for masse som tilføres eller fjernes fra løsnigen, og vil være forskjellig for de forskjellige reaksjonstyper. Resultatet av slike

reaksjoner illustreres i fig. 10, hvor det fremgår at man i tillegg til ytterligere forsinkelse vil få et avvik fra den idéelle, S-formede adveksjons-dispersjonskurven. I noen tilfelle henger dette avviket sammen med at de reaksjoner som fjerner forurensning fra løsnigen, i seg selv er langsomme, og at det tar tid før reaksjonskapaisteten er oppbrukt. I andre tilfelle skyldes avvikende kurvefassong at andre langsomme prosesser, som f.eks. en del red/oksreaksjoner, er nødvendige før maksimal tilbakeholdelse av forurensningen oppnås.

For forurensninger som er usatt for radioaktiv elller mikrobiologisk nedbrytning, vil forurensningskonsentrasjonen kunne avta etter at en viss forurensningstopp er passert, uten at konsentrasjonen noen ganger kommer opp på det nivået en ellers skulle forvente.

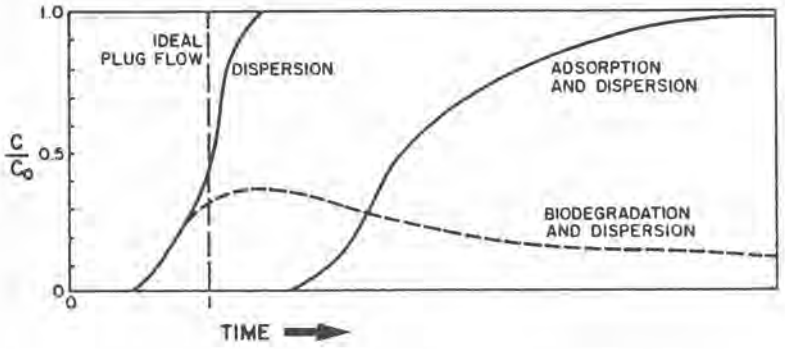


Fig. 10. Forsinkelse og endring av forurensningsfront som følge av dispersjon, kjemiske reaksjoner mellom forurensning og medie og biologisk nedbrytning. Skjematisk fremstilling (Roberts m.fl. 1980).

Norsk berggrunn har ofte en kvarts/feltspatdominert mineralogisk sammensetning med uforvitrende sprekkeflater. Dette gir lite rom for reaktiv tilbakeholdelse av forurensninger. I områder med f.eks. lettforvitrede skiferbergarter skal en likevel ikke se bort fra at en viss rensing av fourenset vann kan finne sted. I større sprekkesoner med grunnvannstransport vil en også ofte finne forvitningsfenomener og sleppeleire, så muligheten for absorbsjonseffekter kan også her være tilstede.

Det er to praktiske forhold i forbindelse med binding og reterdasjon som spesielt bør påpekes. For det første vil en reaksjon som bremser forurensningsfronten - eller som kanskje i en periode stanser den helt - bare finne sted så lenge forurensningen har noe å reagere med. F.eks. vil absorbsjon av tungmetaller bare kunne foregå så lenge tilstrekkelig overflate av mineraler eller organisk stoff er tilgjengelig; deretter vil forurensningen bre seg videre. Likeledes vil man under en søppelfylling, eller et slamdeponi kunne få problemer med sigevannskvaliteten etter hvert som oksygenet i avsetningen brukes opp, selv om slike problemer ikke kan registreres kort tid etter at driften er startet.

For det annet er flere av de prosesser som binder forurensninger reversible, slik at forurensningsstoffet går tilbake i vannfasen når konsentrasjonen der avtar. Eksempel på dette har en i de absorbsjonsprosesser hvor bindingskreftene er rent elektrostatiske. Under slike forhold vil en forurensningsspredning ikke kunne avverges uten at alt forurensningsstoff fjernes helt. Selv om forurensningskilden fjernes, vil den forurensningen som allerede har kommet ut i grunnen, fortsette å bre seg med grunnvannsstrømmen, om enn i fortynnet tilstand. Fortynningen behøver likevel ikke bli større enn at mange giftstoffer fremdeles representerer et betydelig faremoment. Figur 11 gjengir en teoretisk modellberegning for spredningen av en reverisibelt reaktiv forurensning, mens utslippet pågår og etter at det er opphørt.

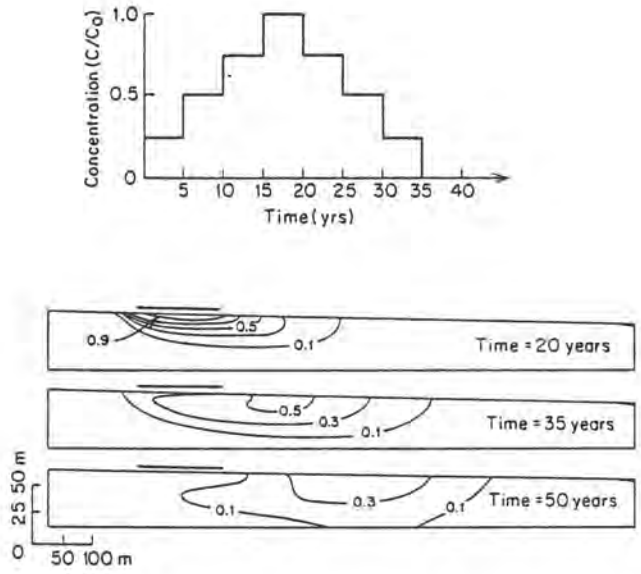
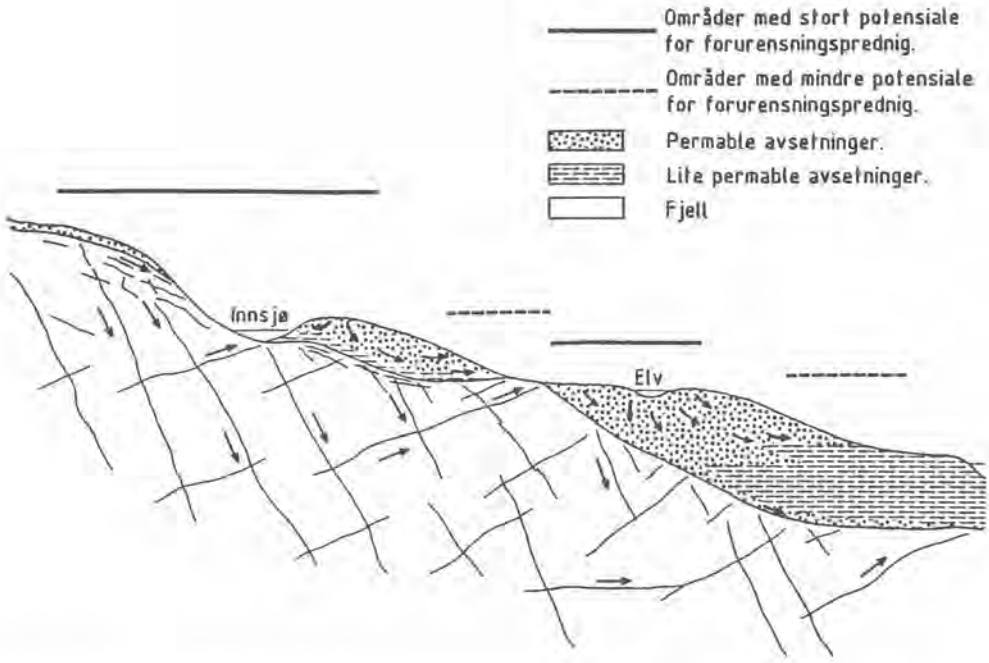


Fig. 11. Teoretisk konsentrasjonsberegning ved spredning av forurensing og forurensingsrest. Øverste figur viser forurensningskildens konsentrasjonsvariasjoner.
Porøsitet = 0,3, permeabilitetskoeffisient $6\text{-}10^{-4}$ cm/s. (Pickens & Lennox 1976).

BETYDNING AV REGIONALE GRUNNVANNSBEVEGELSER

Dette innlegget har så langt tatt for seg spørsmålet om hvordan forurensninger trenger ned gjennom grunnen, til eller gjennom grunnvannssonen, og hvordan de eventuelt brer seg med grunnvannsstrømmen. Det fremgår at når forurensning eller forurensningsfare skal vurderes i et praktisk tilfelle, vil god kjennskap til grunnvannsforholdene være en betingelse for å løse saken på en vellykket måte. Figur 12 viser eksempler på regionale

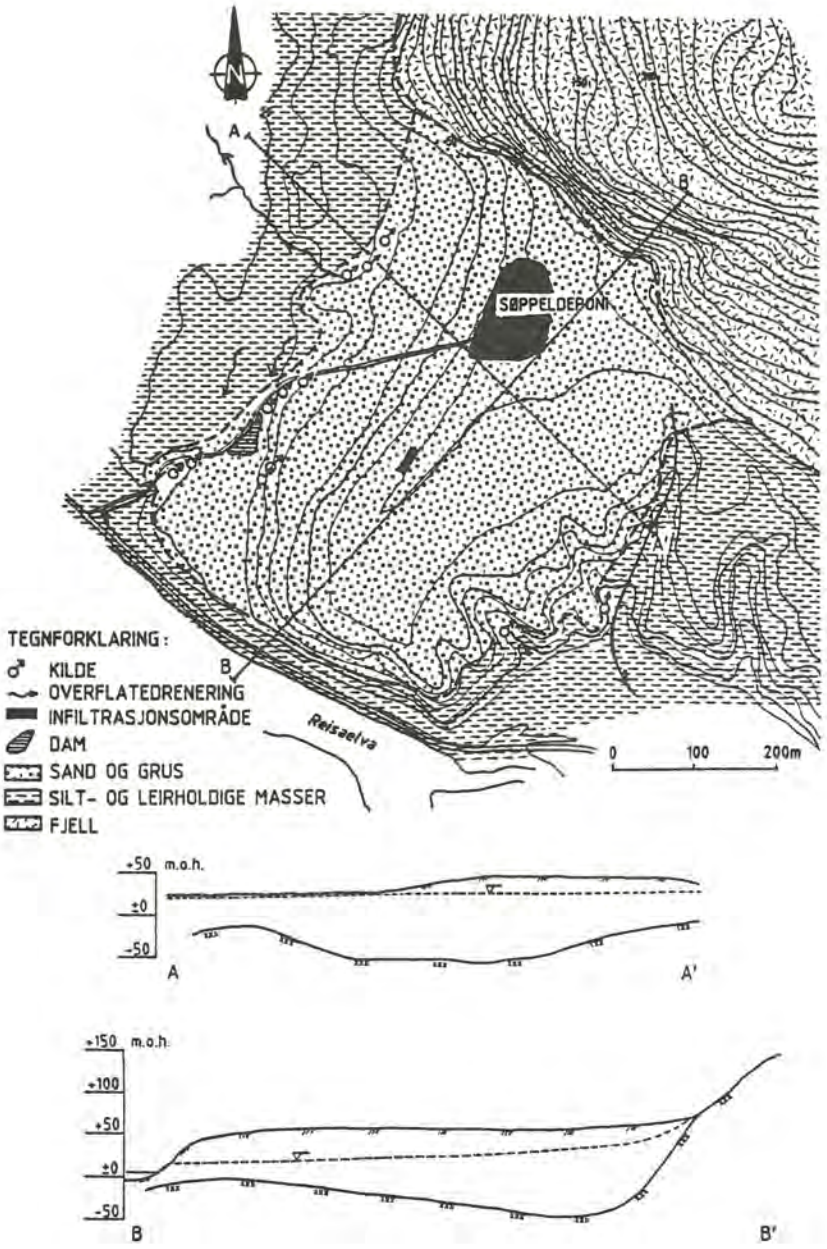
grunnvannsbevegelser slik vi kan tenke oss dem under norske forhold. Det skulle fremgå relativt klart hvor man i hver fall ikke bør lokalisere søppelplasser eller annen virksomhet som medfører stor fare for grunnvannsforurensning.



Figur 12. Regionale grunnvannsvbevegelsers betydning for forurensningstransport.

I figur 13 presenteres et eksempel på søppelplasslokalisering hvor man har søkt å ta hensyn til disse forhold. Søppelplassen, som skal ta imot søppel fra flere kommuner i Nord-Troms, er plassert i et grustak oppe på en brerandavsetning som ligger inn mot fjellsiden øst i Reisadalen. Avsetningen blir gradvis mindre og mindre permeabel mot dypet, og er også omgitt av tette silt/leir-dominerte masser på sidene. Området ved fjellfoten er et typisk utstrømnings-område, slik at en ikke skal vente dyp nedtrengning av eventuelle forurensninger fra fyllingen. Bunnen av fyllingsgropa ligger over grunnvannsnivået, og heller ikke helt inntil fjellveggen, slik at sigevannsmengden holdes lavest mulig. Sigevannet samles

med membran og skal foreløpig infiltreres igjen på toppen av ryggen gjennom en 3-års prøveperiode. For denne infiltrasjonen gir de geologiske forhold absolutt kontroll over avrenningen. Fremtidig sigevannsbehandling vil bli vurdert når denne prøveperioden er gjennomført.



Figur 13. Galsomelen søppelfyllplass, Nordreisa.

REFERANSELISTE

Bear, J. (1979): Hydraulics of Groundwater.
McGraw-Hill Book Company, 569 s.

Freeze, R.A. & Cherry, J.A. (1979): Groundwater. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall Inc., 604 s.

Gilham, R.W. & Cherry, J.A. (1982): Contaminant Migration in Saturated Unconsolidated Geologic Deposits. In: Narasimhan, T.N. (Ed.): Recent Trends in Hydrogeology. Geol. Soc. Am., Spec. Pap. 189, s. 31-62.

Greulich, R. & Kærgaard, H. (1984): The Movement of a Continuously Growing Body of Oil on the Ground Water Table. Nordic Hydrology, 15, 1984, s. 265-272.

Pickens, J.F. & Lennox, W.C. (1976): Numerical simulation of waste movement in steady groundwater flow system. Water Resources Res., 12, no. 2, s. 171-180.

Roberts, P.V. m.fl. (1980): Organic contaminant behavior during ground water recharge. J. Water Poll. Control Fed., Vol. 52, s. 161-172.

Schwille, F. (1984): Migration of Organic Fluids Immiscible with Water. In: Pollutants in Porus Media, Ecological Studies No. 47, Springer-Verlag, 1984, s. 27-48.

Sitar, N., Hunt, J.R., Udell, K.S. (1987): Movement of nonaqueous liquides in groundwater. Proceedings of Geotechnical Practice for Waste Disposal '87/GT Div. ASCE/Ann Arbor, MI June 15-17, 1987, s. 205-223.

Arnold Sille's artikkel (12 sider) kom dessverre ikke fram før boken måtte gå i trykken.

Sivilingeniøre Per M. Johansen

FORMANNENS 10 MINUTTER

FOSSMARK KRAFTVERK, UTLEKKASJE FRA TRYKKSJAKT

Fossmark hydropower scheme, leakages from the unlined pressure shaft

Siv.ing. Knut Garshol
Dr.ing. O. T. Blindheim, Østlandsavdeling

SAMMENDRAG

Modernisering av Fossmark Kraftverk omfattet ny boret trykksjakt og sprengt trykktunnel, som skulle oppta vanntrykket uten stålforing. Tradisjonelle metoder for vurdering av bergtrykk ble benyttet og teoretisk sett skulle forholdene ligge vel til rette for den valgte løsning.

I driveperioden ble det konstatert tildels store innlekkasjer av vann til anlegget gjennom meget steile, nær dalside-parallelle sprekker. Under boring av pilothull for sjakten, tapte man borvann og kaks ca. 100 m nede i hullet. Det oppsto videre en hydraulisk splitt mellom pilothullet og trykktunnelen, da ca. 30 m boring gjensto.

Flere trinn med oppfylling av vannveg og tetting av sprekker med injeksjon mv., viste at normalspenningen til nevnte sprekkesett er vesentlig lavere enn maksimalt vanntrykk. Elastisk deformasjon og åpning av sprekker førte til bruddfenomener og store lekkasjer. Man besluttet derfor å stålfore trykktunnel og sjakt.

Mest sannsynlig årsak til den unormale bergtrykks-situasjonen, er regional skjærbelastning av den fjellblokken anlegget ligger i. Steile strekksprekker i ca. 45° vinkel til større forkastningssoner, er tidligere beskrevet av Prof. R. Selmer-Olsen i forbindelse med større vannlekkasjer i tunnelanlegg. En slik situasjon er påvist også ved Fossmark Kraftverk.

SUMMARY

The Fossmark Hydropower Plant is being modernized by a new vertical shaft and a pressure tunnel. The design did not include any kind of lining inside the pressure conduit. The rock itself was to sustain the water pressure. The normal control of rock stresses showed that the chosen design was applicable theoretically.

During the excavation period the tunnel crossed a number of fissures carrying a lot of water at high pressure. The fissures were near vertical and parallel to the valley side. For the shaft a pilot hole was drilled as a first step. A broken zone at 100 m

depth drained all the drilling water and rock debris. At about 30 m above the pressure tunnel, a hydraulic split developed between pilot hole and the tunnel roof.

The shaft was sealed by several steps of fissure grouting and water filling. This showed that the normal stress to the fissures mentioned, was substantially lower than the water pressure. Elastic deformation (opening) of fissures produced cracking and buckling of rock between fissures. This process gave unacceptable water losses. Therefore the decision was to steel line the pressure tunnel and the shaft.

The paper describes the most likely reason for the abnormal stress situation. Regional shear produces sometimes near vertical fissures at about 45° angle to the main shear zones. Such a situation exists at Fossmark and was also the case at other locations in Norway, where water leakage were a problem.

OVERSIKT OVER ANLEGGET OG DE GEOLOGISKE FORHOLD

Fossmark Kraftverk ligger i Vaksdal Kommune i Hordaland ved riksvei 13. Avstanden til Bergen er 50 km mot SV. Arbeidene i marken startet våren 1985.

Byggherre er Bergenshalvøens Kommunal Kraftselskap. A/S Geoteam utførte ingeniørgeologiske forundersøkelser og kartlegging under utdriving. Entreprenør for tunnel og sjaktdrift var Selmer Furuholmen Anlegg A/S. Etterarbeider i sjakt og trykktunnel er utført av Entreprenørservice A/S. Dr.ing. O. T. Blindheim ble engasjert for å vurdere tiltak etter 2. gangs oppfylling av sjakt.

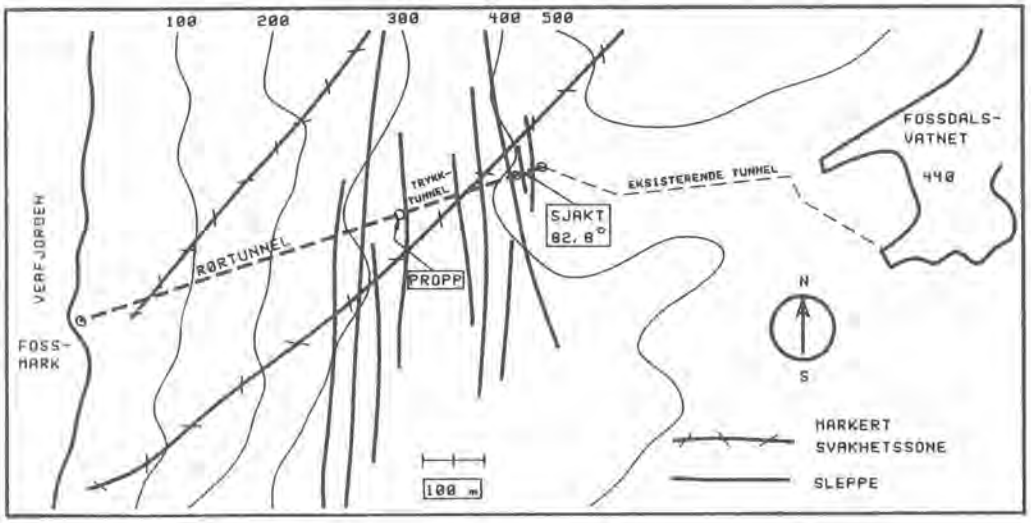


Fig. 1. Oversiktskart med svakhetssoner

Prosjektet omfatter ny kraftstasjon i dagen, ca. 750 m rør- og trykktunnel med tverrsnitt 16 m² og nær vertikal boret trykksjakt med diameter 1,8 m. Inntak og tilløpstunnel fra Fossdalsvatn benyttes fra tidligere anlegg. Kfr. fig. 1.

Bergarten i området tilhører det vestnorske grunnfjellsområdet. Gneisen er for det meste middels- til finkornig, men inneholder slirer av pegmatitt og kvartsitt. Massive partier av noen meters tykkelse, opptrer mellom sprekker og slepper.

Som det fremgår av figur 1, finnes det to markerte hovedsett av sprekker og svakhetssoner. Det ene settet har strøk ca. NØ/SV og varierende sydøstlig fall 20° til 70°.

Det andre sprekkesettet stryker NS og har steilt vestlig fall. Dette fremgår best av figur 2.

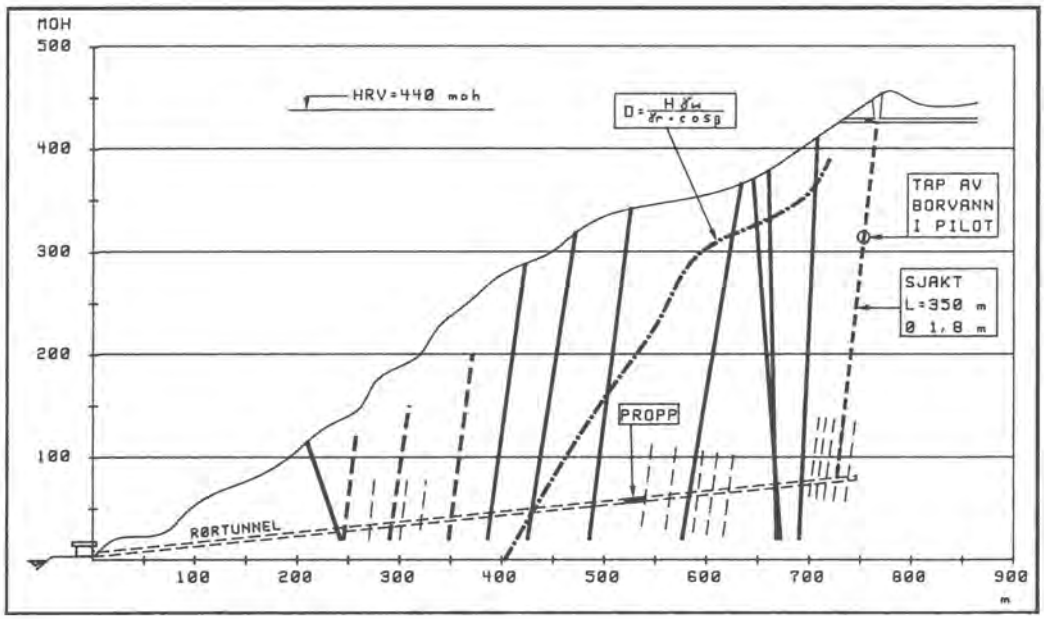


Fig. 2. Lengdesnitt gjennom vannveg med hovedsprekker

Ved oppfylling har det oppstått lekkasjer fra trykksjakt og trykktunnel. Hovedproblemet har vist seg å være en unormalt liten normalspenning på det NS-gående sprekkesettet.

På figur 2 er inntegnet en kurve for nødvendig minste avstand mellom råsprengt vannveg og fjelloverflaten. Formelen som kurven er regnet ut etter, er akseptert som tommelfingerregel for slike løsninger. Det er også gjennomført en FEM-analyse, som gir praktisk talt samme resultat.

GJENNOMFØRING AV DRIVEPERIODEN, OBSERVERTE FORHOLD

Sprengningsperioden

Under driving av rørtunnel og trykktunnel var det store problemer med vannførende sprekker og svakhetssoner. Disse tilhørte det NS-gående sprekkesettet og var delvis fylt med leire og silt.

Lekkasjene varierte tydelig med nedbørsmengden ute og kunne komme opp i 12 m^3/min. fra de ytterste 500 m tunnel. Dette medførte at vegbanen ble vasket bort flere ganger og tunneldriften stoppet opp.

Selv om tunnelen gikk på stigning 1:10, måtte det legges 8" rør for å lede lekkasjevannet ut. De innerste 220 m mot fot sjakt, ble sementinjisert fra stuff. På denne strekningen (dvs fra propp til fot sjakt) er det 9 sprekker med leire-/siltfylling og 6 uten fylling. Sprekkene er 0 til 5 cm brede.

Boring av pilothull for trykksjakten

Trykksjakten ble boret med et fall mot vest, for at den skulle gå parallelt med sprekkesettet NS og ikke skjære noen av disse under spiss vinkel. Normalt ville sjakten ellers vært boret i lodd.

Under boring av pilothullet, traff man på en svakhetssone ved 112,5 bm (tilsvarer 307,5 mvs). Sonen var åpen og borvann og borkaks ble fullstendig drenert. En sone av samme karakter som de nede i trykktunnelen var altså påtruffet, men på grunn av annet nivå rant vannet ut og ikke inn.

Da det gjensto ca. 50 m til fot sjakt, oppsto det en splitt fra pilothullet til trykktunnelen. Dette skjedde med et drønn og vann og borkaks brøt gjennom til tunneltaket.

OPPFYLLING AV VANNVEG, TILTAK

Oppfylling i aug./sept. 1986

Oppfylling ble utført til et maksimalt trykk av 357 mvs. Ved kontroll av tetthet i proppen, ble det notert et kraftig drønn i fjellet på et tidspunkt som tilsvarer 300 mvs. Det er overveiende sannsynlig at drønnet skyldes dannelse av en hydraulisk splitt, eller en bukling av fjellplater mellom sprekkesoner.

Det ble konstatert stor utlekkasje og videre fylling ble stoppet. Ved etterfølgende inspeksjon av trykktunnel, fant man sprekker ved pel 625, 707 og 713, som klart hadde vært hydraulisk deformert. Sprekkene ved pel 625 og 713 er tidligere beskrevet som leir-førende og med tykkelse 1 til 2 cm. Tildels store mengder sleppe-materiale var vasket tilbake inn i tunnelen.

Injeksjonsarbeider i trykktunnel

Det ble besluttet å tette sprekkene i trykktunnelen etter følgende prosedyre:

Sleppene og sidefjellet renskes og spyles

Det settes inn bolter på hver side av sleppene, boltene varmes og bøyes over sonen. Det armeres langs sonen med kamstål og beskrevet behandling føres helt rundt tverrsnittet

Sprekkene og området rundt tettes med sprøytebetong

Det bores injeksjonshull som skjærer sonen. Hullene fordeles rundt hele tverrsnittet og det injiseres med sement

Arbeidet var komplisert, da eneste adkomst var gjennom det 80 cm store trykkrøret gjennom proppen. Den største lekkasjen ved pel 625 var ved stor nedbør anslått til 3 m³/min. og slike forhold gjorde det ekstra vanskelig å gjennomføre arbeidene.

Totalt ble det boret 1750 m for drenering og injeksjon, satt inn bolter og armert med samlet lengde 350 m og injisert 80 tonn sement og Mauring. Betongsprøyting ble utført med 200 tonn Confix.

Oppfylling i januar 1987

Oppfylling startet med 0,9 m³/min. og ga jevn stigning til ca. 305

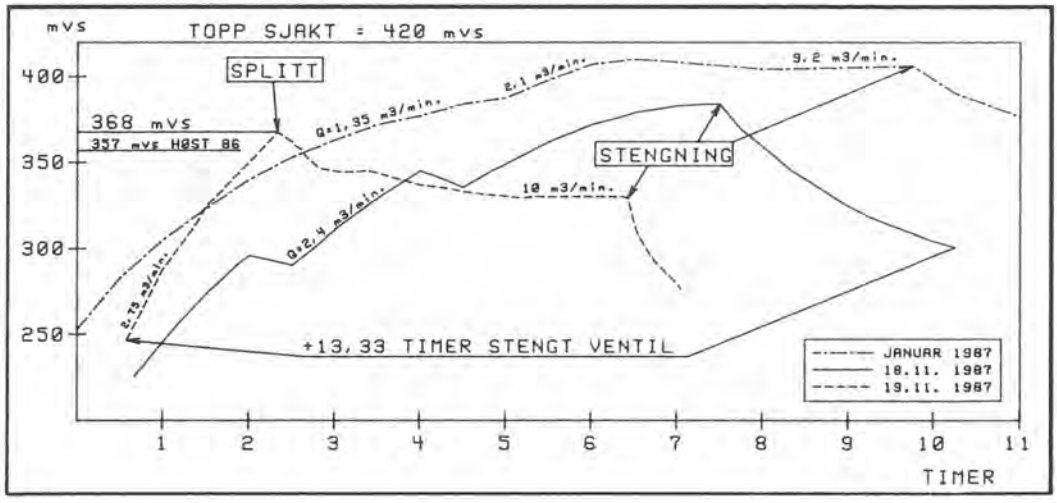


Fig. 3. Tid/trykkstigningskurver ved fylling av vannvei

mvs, der kurven starter å bøye av (økende lekkasje). Ved 395 mvs er det balanse mellom innfylling og lekkasje. Innfyllingen ble økt til 1,0 og senere til 1,6 m^3/min. og stigningen stoppet da på 406 mvs.

Andre innfylling etter en pause, gikk med 0,9 m^3/min. til 360 mvs. Forløpet var det samme som første gang til 305 mvs, men flatet deretter raskere ut.

Tredje fylling er vist i figur 3 og startet med 1,35 m^3/min. til 385 mvs. Utflating gjorde at innfylling ble økt til 2,1 og 3,3 m^3/min. Trykket steg da til 410 mvs maksimalt, men falt av til 403 mvs. Ved innfylling 9,2 m^3/min. stabiliserte nivået seg på 406 mvs. Maksimalt nivå ligger 30 m under HRV.

Observasjoner i trykktunnel etter nedtapping

De sprekkesoner som var behandlet i trykktunnelen viste ingen skader.

En sprekk som følger sjakten fra tunneltaket og 40 m oppover hadde beveget seg anslagsvis 2-3 mm. Fastklemt småstein i sprekken var påført riss på grunn av at sprekken hadde lukket seg. Det kan altså konstateres en overbelastning av normalspenningen på sprekken.

Ved fot sjakt lå det flere m^3 steinblokker og finstoff som var vasket ned fra sjakten.

Innlekkasje til sjakten var anslagsvis 0,1 m^3/min.

Tiltak og observasjoner i sjakt

Heis ble montert i sjakten og det ble besluttet å utføre et minimum av rensk, sikring og injeksjon, for at det skulle bli mulig å komme ned i sjakten for kartlegging av forholdene.

Mellom 105 og 127 m ned i sjakten var det et meget dårlig parti. Flere sprekker med mye silt og leire skar sjakten i spiss vinkel og dette hadde ført til store utfall av blokk. Det var i samme området at borvannet ble tapt under pilotboring (112,5 bm).

Ovenfor dette området var fjellet meget massivt med svært få sprekker.

Videre var det et parti mellom 174 m og 204 m ned i sjakten, som var spesielt mye oppsprukket.

Ellers i sjakten var det en jevn fordeling av sprekker i hovedsettet NS, samt andre sprekker for eksempel på tvers. Det kunne tydelig observeres tverrforbindelser mellom sprekker med vannføring. Under injeksjon kunne lekkasjer flytte seg både opp og ned i sjakten, samt til andre parallelle sprekker i NS-settet.

Ved siden av en meget omfattende injeksjon, er det utført en del betongsprøyting for stabilitetssikring. Disse arbeidene har stilt meget store krav til ledelse og mannskap og krevet spesielle praktiske løsninger. Det gås ikke inn på den siden av saken her. Arbeidene tok det meste av året 1987.

Totalt er det injisert 226,8 tonn sement og Confix i sjakten. Figur 4 viser hvordan massene fordeler seg langs sjakten. En kan se at selv om det er noen konsentrerte soner, er det likevel en meget stor inngang av masse langs det aller meste av sjakten.

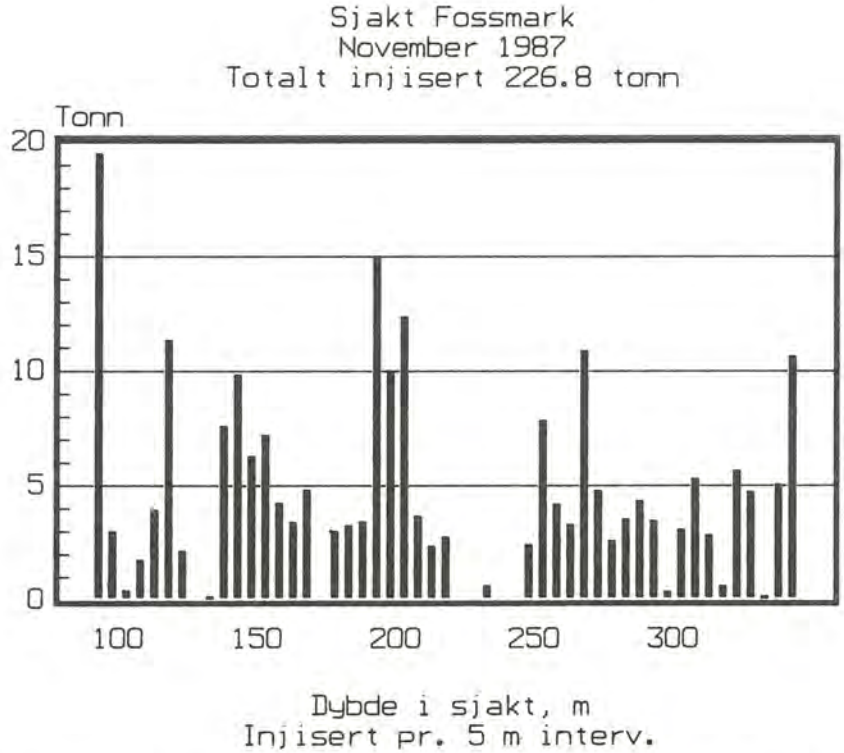


Fig. 4. Injisert sement og Confix fordelt langs sjakten

Oppfylling i november 1987

Kort uttrykt viser oppfyllingskurvene omtrent samme bilde som ved tidligere forsøk. Det vil si at stigningen er nesten rettlinjet til ca. 300 mvs. Stigehastigheten varierer med åpning på ventilen i ventilkammeret.

Alle kurvene begynner tydelig å bøye av (økende utlekkasje) fra 300 mvs og særlig tydelig fra 350 mvs.

Ved oppfylling til 384 mvs den 18.11., var utlekkasjen fra det tidspunkt innfyllingen ble stoppet ca. 2,5 m^3/min. og lekkasjen avtok til rundt 0,9 m^3/min. etter 2 timer (ved 313 mvs). Kfr. fig. 3.

Under oppfylling den 19.11. om formiddagen, oppsto det splitting ved 368 mvs og vannivået i sjakten sank i stedet for å stige. Nivået ble stabilisert på 330 mvs, ved å fylle ca. 9 m^3/min. Registrering av utlekkasje ved stengt ventil fra nivå 330 mvs, viste at vannspeilet passerte 300 mvs allerede etter 12 minutter. Lekkasjen var da ca. 2,7 m^3/min.

Ved nivå 330 mvs var utlekkasjen henholdsvis 1,3 og 9,0 m^3/min. før og etter brudd. Ved 300 mvs var tilsvarende tall 0,6 og 2,7 m^3/min. Etter bruddet var det altså en klart større utlekkasje ved alle vann-nivå.

Resultatene tolkes som en permanent deformasjon og åpning av eksisterende sprekker, ved at den elastiske deformasjonen har ledet til bruddfenomener. Etter at systemet var nedtappet og arbeidet var kommet i gang i tunnel og sjakt, ble det rapportert om knakelyder i fjellet. Slike lyder kan ventes i en periode etter trykk-avlasting.

Før denne oppfyllingen kunne en del av utlekkasjen forklares som vanntap i utspylt sone mellom 104 og 127 m ned i sjakten. Etter at man konstaterte uskadet reparasjon av denne sonen i sjakten og uforandret oppfyllingskurve, må økende utlekkasje over 300 mvs forklares på annen måte.

Det er en hel del sprekker i fjellet på lavt nivå (i trykktunnel og nederst i sjakten), som utsettes for trykk over den sannsynlige minste hovedspenning. Svært mange av disse er ikke injisert eller betongsprøytet. Elastisk deformasjon av sidefjellet til sprekkene, øker lekkasjen utover det som følger av økende vanntrykk alene.

Observasjoner i trykktunnel etter nedtapping

Sprekkesone 65 m ovenfor proppen er opprinnelig beskrevet av Geoteam A/S som følger: "Markert utlekkasje fra sprekk i hengen, ca. 100 l/min.)". - Påført sprøytebetong hadde fått noen riss med innlekkasje. Sonen var deformert under oppfylling.

Sone 40 m ovenfor propp. Beskrivelse av sonen ved Geoteam A/S: "To parallelle vannførende slepper. Rustutfelling. Delvis åpne med leirfylling (0 til 5 cm). Markert utlekkasje i søndre vegg (200 l/min.). Preinjisert?". - Flere tydelige riss i betongen og dannelse av bomflak. Lekkasjer fra rissene og fra et avlastnings-hull, som gikk fullt av vann. Sonen var klart og tydelig deformert.

Sonen som skjærer delvis inn i proppen og i hengen ligger ca. 3 m oppstrøms denne, beskrives av Geoteam A/S slik: "Delvis åpen sleppe. Kalkspatfelling. Preinjisert?". - Sprekken er splittet av vanntrykket og lekkasjen var nærmest en sammenhengende vanngardin tverrs tunnelen. Sprekken kunne nå være ca. 5 til 10 mm bred. I betongen ved hjørne mot innløp for stålrøret, var det også sprekk i betongen. Sprekken antas å være dannet ved bevegelse i fjellet. Nok en tydelig splitt med andre ord.

Observasjoner i sjakt etter nedtapping

Siltsleppe med tykkelse ca. 10 mm mellom 59 og 69 m ned i sjakten, var vasket ut til noen cm dyp. Lokalt var det vasket dypere, slik at en ikke kunne se bunnen. Ingen bevegelse i sprekken.

Ved 74 m dybde var det en kort, åpen og utvasket sprekk. Sprekke-tykkelse ca. 5 mm og med småstein i åpningen. Ingen bevegelse.

Mellom 74 og 134 m var det ingen skader, eller forandringer fra før oppfylling. Den alvorlige sonen mellom 104 og 129 m var helt uskadet, uten ett eneste riss i sprøytebetongen. Litt vannsig kunne merkes ved undre kant av feltet.

Mellom 189 og 254 m kom hovedtyngden av lekkasjene i sjakten. Særlig mellom 189 og ca. 204 m var det en del kraftige vannstråler fra veggene. Mellom 254 og 304 m var det enkelte vannstråler og punktlekkasjer. Deformasjoner, eller lignende skader var det ikke mulig å påvise.

Fra ca. 300 til 340 m var det et sammenhengende riss i sprøyte-betongen. Risset faller sammen med utgående av sprekken som skjærer fot sjakt. Tynnere flak av sprøytebetong på siden av sprekken, kunne lett brytes ned. Dette skyldes bevegelse i sprekken, som har løsnet betongen. Risset er mindre enn 1 mm bredt, men man kunne delvis se sideforskyvning av bruddflatene. Det var svært lite lekkasje fra sprekken.

Ved fot sjakt var det ikke riss i sprøytebetong, der en kunne komme til for inspeksjon på kloss hold. I nisje på nedstrøms side av sjakt, var det avløst en blokk fra vederlaget. Utfallet antas å skyldes trykkavlasting ved nedtapping.

Samlet innlekkasje fra sjakten var lite forandret fra før oppfylling, ca. 100 l/min. Uten måling kan man bare anslå lekkasjen til marginalt større enn før.

Støping av plugg i fot sjakt

Byggherren besluttet å trykkteste sjakten separat, ved å støpe propp i fot sjakt og bare fylle opp denne. Målet var å eventuelt bare legge stålrør i tunnelen og å slippe stålforing i sjakten.

Plugg ble støpt og oppfylling av sjakten foretatt. Oppfyllingskurver ble tegnet slik som vist på figur 3 og forløpet var denne gang helt likt det som ble oppnådd tidligere.

KONSEKVENS AV LEKKASJER OG OBSERVERTE FORHOLD

Det ble tatt beslutning om å stålfore hele vannveien til topp av trykksjakt. Arbeidet er nå i gang (høsten 1988) og man regner med å være ferdig i første kvartal 1989. Stålforingen er drenert utvendig (ikke innstøpt) og monteres ved oppjekking og sveising nedenfra.

OPPSUMMERING OG KONKLUSJONER

En nærmere analyse av situasjonen da det dannet seg en splitt fra pilothullet til trykktunnelen, tilsier at splitten har skjedd ved trykk mellom 2,0 og 3,0 MPa.

Under oppfylling i august 1986 ble det notert et drønn i fjellet ved 300 mvs. Dette indikerer en splitt ved ca. 2,4 MPa trykk. Vanntrykket var aldri over 357 mvs, slik at de registrerte splitt-dannelser har skjedd ved maksimalt 2,95 MPa.

Fylling av systemet i november 1987 førte til brudd sannsynligvis i trykktunnel, ved 368 mvs. Hvis vi antar at sprekken ved proppen har splittet ved maksimalt vann-nivå under denne fyllingen, har trykket ved proppen vært 3,2 MPa.

Normalspenningen over det aktuelle sprekkesett, kan antas å være noe lavere enn 3,2 MPa. Begrunnelsen er den relativt korte tiden vanntrykket sto på.

Oppfyllingskurvene tyder på at elastisk deformasjon og åpning av sprekker starter ved 300 mvs. Det vil si 2,5 MPa ved proppen. Hvis dette er riktig, er normalspenningen på sprekkesettet NS nokså nær 2,5 MPa.

Alle observasjoner peker entydig i samme retning. Bergtrykket i trykktunnel og nedre del av sjakt var for lavt i forhold til kriterier for nyanlegg av uforet trykksjakt.

Ved proppen ville maksimalt vanntrykk blitt 3,8 MPa ved fylling til magasin. Sikkerhetsfaktoren mot hydraulisk splitting i området ved proppen var derfor kanskje så lav som 2,5/3,8 = 0,66.

Alle tegn tyder på at tilsvarende forhold gjelder fra proppen og til et stykke opp i sjakten. Riss i sprøytebetonglaget til ca. 50 m opp i sjakten, er det konkrete grunnlag for denne antakelsen. Siste gangs oppfylling tilsier at sprekkene har begynt å åpne seg allerede ved ca. 2,2 MPa.

Minste hovedspenning er sannsynligvis mindre enn 50% av hva man skulle forvente basert på fjelloverdekning. Det er ingen unormale

forhold i topografien i form av en utspringende fjellnese eller lignende, som kunne forklare dette. Det eneste måtte være at fjorden utenfor anlegget er meget dyp (380 m). Anlegget kan derfor sies å ligge i toppen av en meget bratt og høy fjellside.

En annen og mer sannsynlig forklaring finnes. Vi referer i den forbindelse til Prof. R. Selmer-Olsen, som behandler problemet i brev til BKK datert 12.03.86. Fritt gjengitt viser han til at det finnes en større NØ/SV-lig forkastning mindre enn 3 km mot SØ. Forkastningen kan lett følges 40 km i terrenget og det finnes indikasjoner på 70 km forløp.

Denne regionale forkastningen kan ha medført at den fjellblokken som anlegget ligger i står under skjærbelastning. Åpne steiltstående strekk-sprekker i ca. 45° vinkel til hovedsonen kan da dannes i de stive bergartene. Selmer-Olsen har tidligere vist til slike situasjoner andre steder i landet, der det har vært store problemer med vannlekkasjer. Normalspenningen til det NS-gående sprekkesettet vil nettopp i en slik situasjon, bli vesentlig lavere enn normalt.

Skal det trekkes noen lærdom av situasjonen ved Fossmark Kraftverk, må det bli at muligheten for strekksprekker på grunn av regionalt skjær (fiederspalten), undersøkes meget grundig. Dette naturligvis i tillegg til de andre normale kontroller av fjellkvalitet og topografi. Måling av minste hovedspenning ved hjelp av hydraulisk splitting, vil være en rimelig tilleggskontroll og kan kanskje avdekke unormale forhold.

REFERANSER

Birkeland, S., "Vann- og krafttunneler. Tetting mot ventet og uventet vanninntrengning. Fossmark Kraftanlegg". NIF-kurs 74408 Tetting av bergmasser, Gol 1987.

Selmer-Olsen, R., "Betraktninger over store vannlekkasjer i dyptliggende tunnel", Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk, konferanse Oslo 1981.

Kart og tegninger fra Bergenshalvøens Kommunale Kraftselskap.

Tegninger, notater og brev fra A/S Geoteam.

HYDRAULISK SPLITTING

HYDRAULIC FRACTURING

Sivilingeniør Stein Erik Hansen
Sivilingeniør Tor Harald Hanssen

SINTEF Avdeling for bergteknikk

SAMMENDRAG

Ved SINTEF Avdeling for bergteknikk er det bygd opp en utrustning for hydraulisk splitting. Resultatene fra feltundersøkelser er sammenholdt med indre vanntrykk i kraftanleggene. På grunnlag av erfaringene blir det foreslått en prosedyre for å utføre slike tester.

SUMMARY

SINTEF Division of rock and mineral engineering has built a hydraulic fracturing rig. The results from investigations related to hydropower schemes are presented. Based on these results a test procedure is presented.

INNLEDNING

Hydraulisk splitting kan utføres på to måter, enten som hydraulisk jekking eller hydraulisk oppsprekking. Begge metoder benyttes idag på rutinepreget basis innen vann- og oljeproduksjon til å bestemme brønnkapasiteter og øke utvinningstakten.

Ved dimensjonering og vurdering av trykktunneler benyttes idag hydraulisk jekking for å bestemme sikkerhet mot lekkasje. Metoden er i prinsipp den samme som benyttes ved injeksjonsarbeider, og er således kjent siden midten av 1950 - årene. Som egen testmetode ble den i Norge først benyttet i 1981 ved Tjodan Kraftstasjon i samarbeide mellom Ing. A.B. Berdal A/S og Norges Geotekniske Institutt (NGI).

Hydraulisk oppsprekking ble første gang beskrevet i 1948 som en metode for å øke utvinningen fra oljebrønner. Siden den gang har metoden blitt utviklet til, under spesielle forhold, å bestemme in-situ bergspenninger omkring et borhull.

SINTEF bygget i 1987 en utrustning for å utføre hydraulisk splitting. Utstyret er anskaffet i forbindelse med to forskningsprosjekt hvor det arbeides med luft- og gasstetthet av uinnkledde bergrom, og kartlegging av bergspenningsforholdene i Norge. Utstyret er et naturlig supplement til den øvrige metoden for måling av bergspenninger, overboring av 3-dimensjonal strekklappmålecelle.

SINTEF har utført oppdrag med hydraulisk splitting ved flere anlegg, både under bygging og i drift. Målingene er utført som separate splitteoppdrag og i forbindelse med tredimensjonale bergspenningsmålinger.

BERGMASSENS HYDRAULISKE EGENSKAPER

Bergmassens hydrauliske egenskaper styres av porøsitet og permeabilitet, og det kan defineres både en primær og en sekundær porøsitet og permeabilitet. Den primære porøsitet er en egenskap som skyldes korn og kornbindinger og kan føres tilbake til den opprinnelige dannelse av bergartene. Den sekundære porøsitet skyldes i hovedsak den senere tektoniske påvirkning med resulterende oppsprekking. Dette betyr at den primære porøsiteten forteller om bergblokkenes egen porøsitet, mens den sekundære forteller om sprekkenes egenskaper.

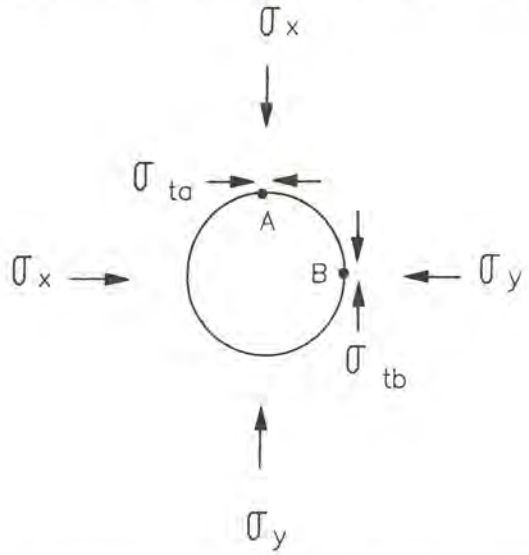
Permeabilitet er et mål på en bergarts- eller bergmasses evne til å transportere væske eller gass. I typiske "norske bergarter" vil den sekundære- eller sprekkepermeabiliteten være avgjørende for bergmassens konduktivitet. En tilsynelatende tett skifer kan på denne måten ha høg permeabilitet på grunn av relativt åpne sprekker.

Testing av permeabilitet er kjent fra den såkalte Lugeontesten, som er et vanninnpresningsforsøk. Resultatene fra slike forsøk angis i antall lugeon, hvor 1 lugeon er lik en vannstrøm inn i bergmassen på 1 liter vann pr. 1 meter borhull og 10 bar overtrykk.

Hydraulisk jekking kan på mange måter sammenlignes med permeabilitetstester av denne typen hvor vann strømmer inn på åpnede sprekker.

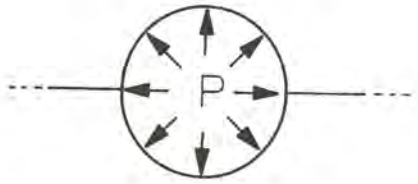
VANNTRYKK I BORHULL

Dersom bergmassen var homogen og uten sprekker ville det vært mulig å benytte klassisk mekanikk ved vurderingen av resultatene fra hydraulisk splitting. Dersom denne framgangsmåten skal benyttes for å bestemme minste hovedspenning (σ3) i en bergmasse, må hullet være boret parallelt største eller mellomste hovedspenningsretning. I dette tilfellet faller sprekkeplanets normalspenning (σn) sammen med minste hovedspenning (σ3).

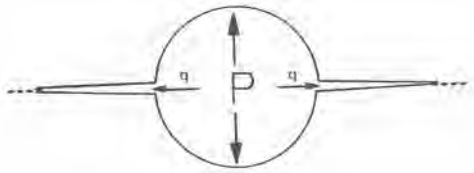


Figur 1 Når et borhull utsettes for normalspenningene σx og σy, hvor σx > σy vil det induseres tangential-spenninger i borhullsveggen:

Punkt A: $\sigma ta = 3 \cdot \sigma y - \sigma x$
Punkt B: $\sigma tb = 3 \cdot \sigma x - \sigma y$

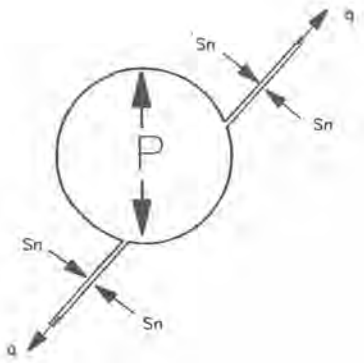


Figur 2 Bergarten omkring borhullet har en strekkstyrke (T) og et porevannstrykk (p). Det indre vanntrykk i borhullet (P) som må overskrides for at det skal dannes en sprekk på hullveggen være: $P = 3 \cdot \sigma y - \sigma x + T - p$



Figur 3 Etter at sprekken er dannet vil det gå en vannstrøm fra borhullet og inn i bergmassen. Denne innstrømningen vil føre til en strømningsavhengig trykkvariasjon (p(q)), og det registrerte vanntrykk er:

$$P = 3 \cdot \sigma y - \sigma x - p + p(q)$$



Figur 4 Dersom vannstrømmen inn i bergmassen følger en eksisterende sprekk som borhullet krysser, vil trykket som registreres være lik normalspenningen til denne sprekken (σn):

$$P = \sigma n - p + p(q)$$

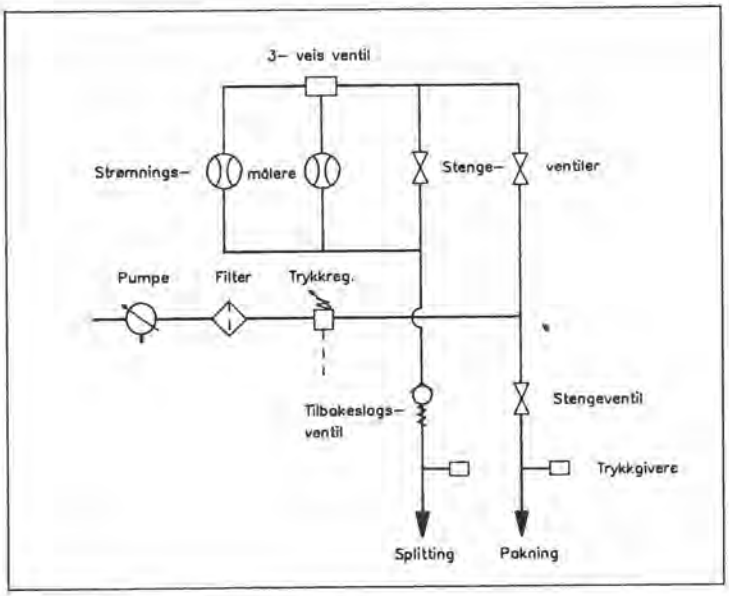
HYDRAULISK OPPSPREKKING OG HYDRAULISK JEKKING

Hydraulisk oppsprekking inntreffer når det ikke er naturlige sprekker i testseksjonen, og vanntrykket overskrider bergspenningene og bergmassens strekkstyrke. Hydraulisk jekking er definert ved at vanntrykket i testseksjonen åpner en eksisterende sprekk. Når en testseksjon av borhullet som har vært utsatt for hydraulisk oppsprekking testes på nytt, vil det oppstå en hydraulisk jekking av den eller de initierte sprekk(er).

UTSTYR FOR HYDRAULISK TESTING

SINTEF's splitteutstyr er bygd sammen i en rigg hvor hovedkomponentene består av en stempelpumpe som drives av en 30 kW dieselmotor. Dieselmotor og pumpe er direktekoblet via et reduksjonsgear, og alle rørinstallasjoner med instrumentering er plassert på riggen.

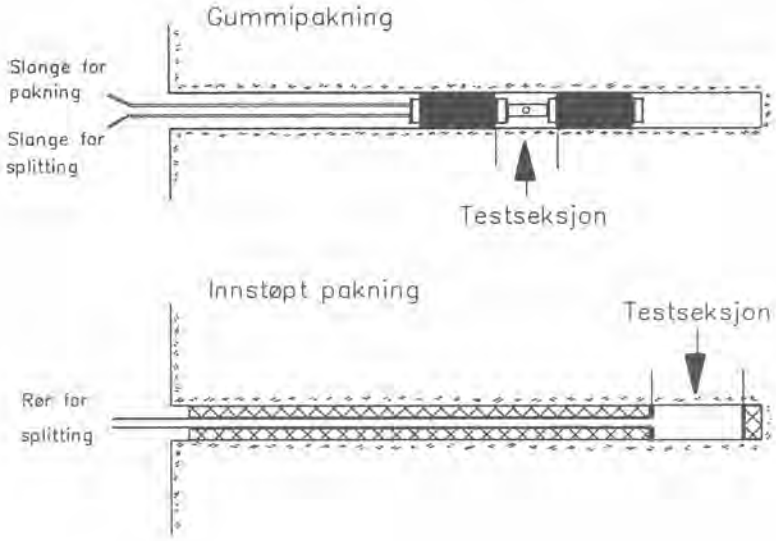
Trykk og vannstrøm fra pumpen reguleres ved hjelp av turtall på motoren samt overløpsventil i høgtrykkskretsen. Pumpen kan levere vanntrykk fra 0 - 450 bar med en vannstrøm opp til 35 l/min. Riggen er utstyrt med omlag 50 m lange høgtrykksslanger, og slangelengden kan økes betydelig uten reduksjon av kapasiteten. Riggen veier omkring 750 kg og transporteres til og fra målestedet på tilhenger. Oppbygging av hydraulikk-systemet er vist i figur 5. Registrering av trykk og vannstrøm gjøres med elektroniske trykk- og strømningsmålere og måleverdiene registreres med et datastyrt loggesystem hvor datamaskinen lagrer de innsamlede data.



Figur 5 Prinsipp for sammenbygning av hydraulisk splitteutstyr

PAKNINGER

SINTEF bruker to typer pakninger, innstøpt og gjenbrukelig pakning. Den innstøpte pakningen består av høgtrykksrør med påsatte flenser for å avgrense testseksjonen. Borhullet innenfor og utenfor testseksjonen støpes ut. Vann tilføres splitteseksjonen gjennom høgtrykksrøret, og det kan følgelig bare utføres tester i den avgrensede seksjonen.



Figur 6 Pakningstyper

Dobbelpakningen er sammensatt av to ekspanderende gummielementer, forbundet med et mellomstykke. Internasjonalt kalles dette en "straddle packer". Det benyttes mellomstykke av varierende lengde alt etter behov. En slik pakningskonstruksjon gjør det mulig å teste seksjoner langs hele hullengden. SINTEF's pakning er tilpasset 76 mm hull som er samme diameter som benyttes ved bergspenningsmålingene.

TESTPROSEDYRE

Utgangspunktet for testprosedyren er hentet fra ISRM's anbefaling: "Suggested methods for rock stress determination Method 2", ISRM (1987). Dette er å betrakte som retningslinjer for slike tester, slik at organisasjoner som arbeider med hydraulisk splitting ofte har definert sin egen standard innenfor ISRM - rammene.

Ved bruk av dobbelpakninger settes pakningstrykket lavere enn det som antas å være oppsprekkings- eller jekketrykket. Dersom pakningstrykket er satt for lavt vil vannet lekke forbi pakningen uten at det oppnås oppsprekking eller jekking. Pakningstrykket reguleres til det er høgt nok, og på denne måten er det mulig å bestemme oppsprekkings- eller jekketrykk opp til 400 bar.

I hvert testintervall i hullet utføres testene minst to ganger for å kontrollere resultatene. Dersom det oppstår oppsprekking i første syklus vil den neste vise jekkeforløp av den initierte sprekk.

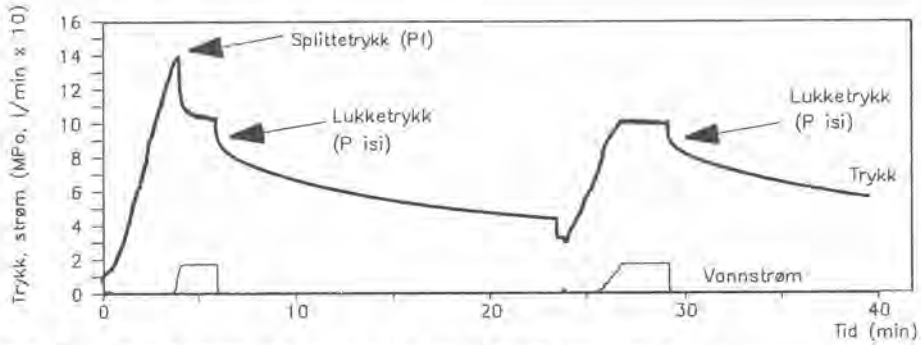
Under testingen, når oppsprekking eller jekking har inntruffet og vannet strømmer ut i bergmassen, kan bergmassens tilsynelatende permeabilitet bestemmes ved forskjellige vanntrykk. Ved å stenge av testseksjonen er det mulig å bestemme det såkalte lukketrykket (Pisi), "shut-in pressure", jf figur 7.

TOLKING AV RESULTATER

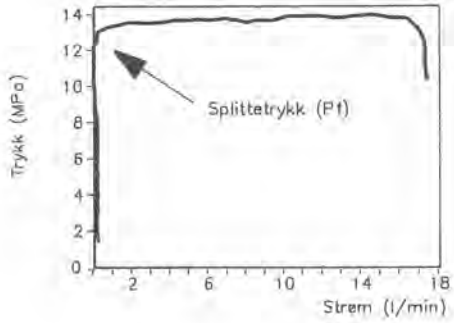
Trykk og vannmengde registreres under forsøkene og resultatene tegnes grafisk i følgende diagrammer, jf. figur 7, 8 og 9:

- Trykk og vannstrøm som funksjon av tid (p/t - diagram).
- Trykk som funksjon av strømning (p/q - diagram).

Trykk/tid diagrammet, figur 7, viser at testen er gjort to ganger, og i første syklus er oppsprekkingstrykket (Pf) det maksimale trykk som er registrert. Det oppstår et meget markant trykkfall idet hullveggen sprekker og vannet trenger inn i bergmassen. Dette betyr at det er oppstått en oppsprekking av intakt berg (splitting). Hullet er så stengt av og trykket faller til et nivå hvor kurven begynner å flate ut. Her observeres det såkalte lukketrykket Pisi (instantaneous shut-in pressure). Seksjonen står avstengt en tid og trykket faller meget langsomt. Trykket vil nå falle til bergmassens poretrykk som asymptote.



Figur 7 Vannstrøm og trykk som funksjon av tid

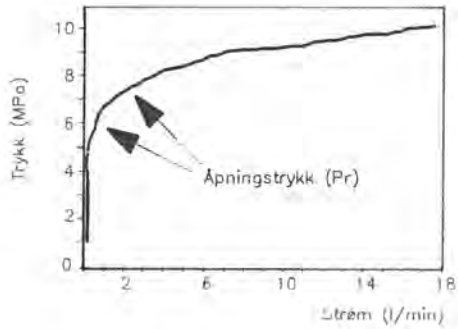


Figur 8 Vanntrykk som funksjon av vannstrøm for 1.syklus

Trykk - strømningsdiagrammet, figur 8, for første syklus bekrefter at det har oppstått oppsprekking av intakt berg. Kurven viser at trykket øker uten at nevneverdig lekkasje oppstår. Deretter gjør kurven en skarp knekk ved oppsprekkingstrykket (Pf), hvor trykket er konstant mens vannstrømmen øker dramatisk. Når vannstrømmen når den på forhånd innstilte maksimalverdien, vil trykket i noen tilfeller avta.

Dette siste tidsavhengige trykkfallet skyldes at bergmassen trenger en viss tid på å innstille seg på den nye spenningstilstanden. Trykkfallet, eller den trykkøkning som i noen tilfeller kan inntreffe, er indirekte et mål på bergmassens evne til krypning (tidsavhengig deformasjon). Den kan også betraktes som et uttrykk for bergmassens (sprekkenes) reservoaregenskaper.

Neste syklus startes og trykket økes. På et visst punkt viser strømningskurven i trykk/tid diagrammet, figur 7, at innstrømning starter. Innstrømningen øker gradvis etter som trykket øker. Pumpen som er innstilt på å gi en viss mengde vann pr. minutt, vil etter en tid nå denne vannmengde. Trykket vil da nå det høyeste nivå på trykkurven i andre syklus. Systemet stenges så av og trykket faller momentant til Pisi, og det videre kurveforløp er likt første syklus.



Figur 9 Vanntrykk som funksjon av vannstrøm i 2. syklus

Kurvene i figur 7 viser at en vannlekkasje inn i bergmassen starter under økningen av trykket i andre syklus. For å finne trykket når lekkasjen starter (åpningstrykket), tegnes det ut et trykk/strømningsdiagram for denne syklus, figur 9. Kurven viser at lekkasjen øker gradvis, og indikerer dermed jekking av den sprekken som ble dannet i første syklus.

METODER FOR Å BESTEMME LUKKETRYKKET

Lukketrykket har vært vurdert som det beste mål for normalspenningen til sprekken som åpnes. Dette er naturlig fordi lukketrykket er en repeterbar parameter. Det er blitt lansert forskjellige metoder for å bestemme denne størrelsen og det kan nesten synes som om hver testgruppe har utarbeidet sin egen standard. På grunnlag av de registrerte trykk - tid kurvene er følgende grafiske metoder benyttet:

P	vs.	T	(Gronseth og Kry)
P	vs.	logT	(Doe)
lnP	vs.	T	(Aamodt og Kuriyagawa)
logP	vs.	logT	(Zoback og Haimson)
P	vs.	log(T+δT)/δT	(McLennan og Rogiers)

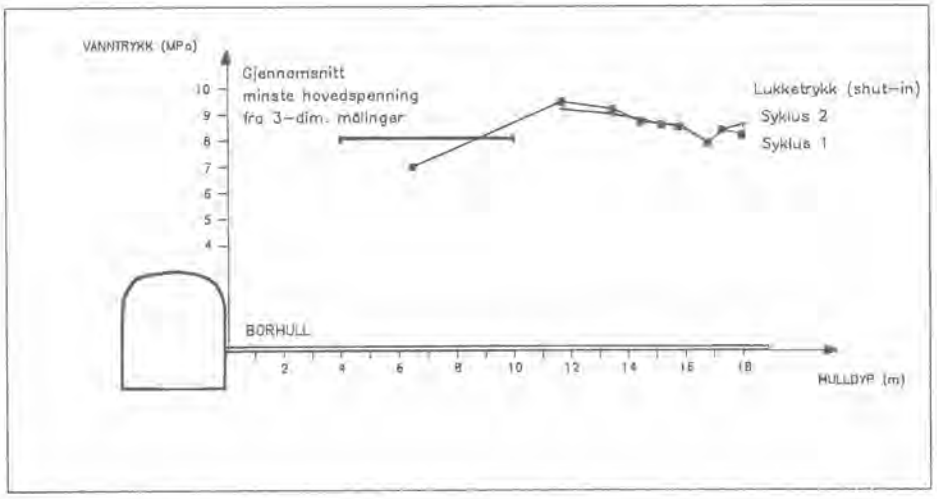
Ved å sammenligne resultatene for beregnet største og minste normalspenning i testhullet, gir dette variasjoner på henholdsvis 23 % og 14 %, Aggson og Kim(1987).

RESULTATER FRA TESTING I TAFJORD KRAFTSELSKAP's KRAFTSTASJON K5

Splittetester er utført i Tafjord K5. De er foretatt i forlengelsen av samme hull hvor bergspenningsmålinger tidligere er gjort. For splitteforsøkene er målehullet forlenget fra 10 til 18.5 m. Bergarten er en granittisk gneis med få naturlige sprekker som skjærer målehullet.

Ved testene er det brukt dobbelpakning med 0.5 m testseksjon. Testene er utført to ganger for hvert intervall. Testene startet ved hullbunnen og pakningen er trukket utover for hver test. Resultatene er tolket med hensyn på lukketrykk (Pisi), splittetrykk (Pf) og gjenåpningstrykk (Pr) på grunnlag av trykk/tid- og trykk/strømning diagram for hvert testintervall.

Figur 10 viser lukketrykk (Pisi) for testene som funksjon av hulldyp ved to testsykluser. I samme diagram er også inntegnet gjennomsnittlig minste hovedspenning målt med 3-dim. celle i hulldyp 4 - 10 m.

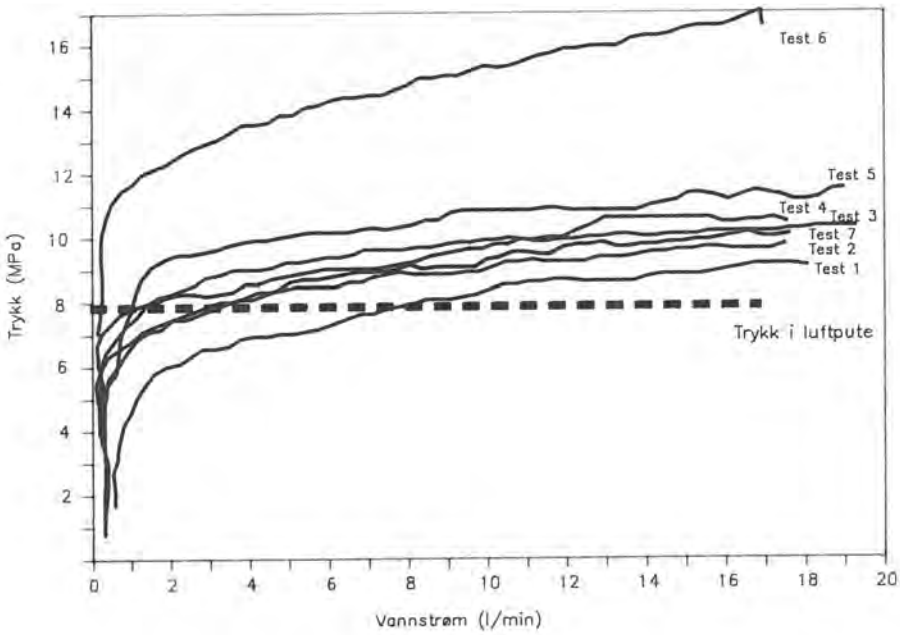


Figur 10 Lukketrykk og minste hovedspenning i målehullet

Resultatene viser at lukketrykket varierer lite fra syklus til syklus. Spenningene varierer altså lite selv om testene foretas flere ganger etter hverandre. Det er her også relativt god overenstemmelse mellom gjennomsnittlig minste hovedspenning og det registrerte lukketrykk i hvert målepunkt.

Figur 11 viser vanntrykk som funksjon av innstrømning for 2.syklus. Hver test representerer et innpumpet vannvolum på omkring 200 l. Etterhvert som bergmassen blir fylt opp med mer og mer vann øker poretrykket, og strømningsmotstanden p(Q) blir større. Test nr 1 til 6 er foretatt sammenhengende over en periode på 8 timer, og trykkurvene viser en økende tendens. Test nr. 7 er foretatt 12 timer senere og viser en mindre trykkstigning. Den samme tendensen vises i figur 10. Testingen startet innerst i hullet og testene er utført lenger og lenger utover. Dette viser at det etableres et poretrykksnivå som dreneres dersom vann ikke tilføres kontinuerlig.

For dimensjonering av vannveier er det høyst sannsynlig at det er de øvre lekkasjetrykkene som er de riktigste. Dette trykket ligger høyere enn vanntrykket i K5.



Figur 11 Sammenligning av vanntrykk og vannstrøm for flere tester foretatt i det samme målehullet.

VURDERING AV LEKKASJEFAREN I UFOREDE VANNVEIER

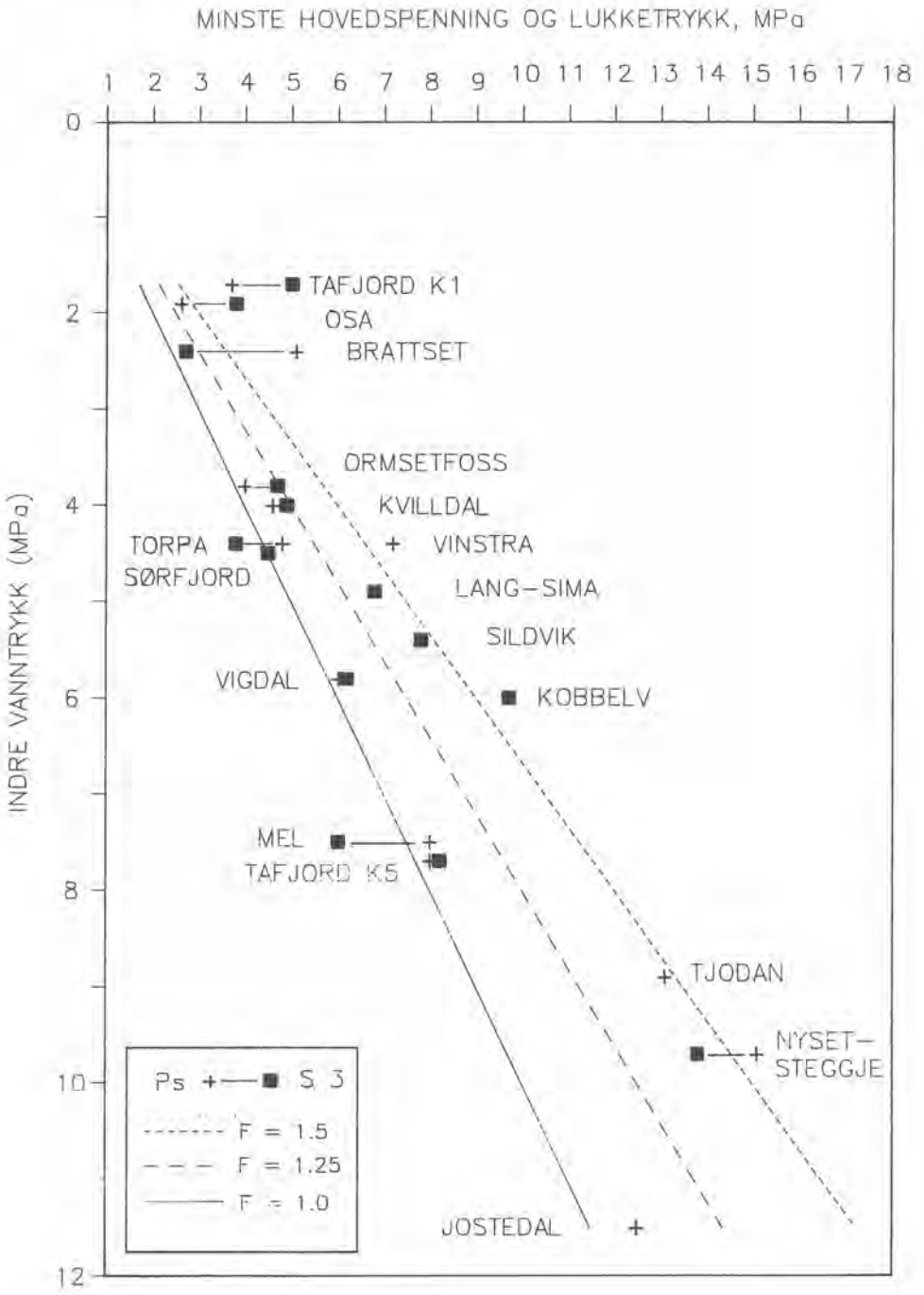
Resultatene fra bergspenningsmålinger og hydraulisk splitting utført både av NGI og SINTEF er sammenfattet i tabell 1 og figur 12. Her er de gjennomsnittlige måleverdiene vist sammen med typiske karakteristika for det enkelte anlegg.

Tabell 1 Sammenligning av gjennomsnittsverdier for målte bergspenninger og lukketrykk fra hydraulisk splitting

KRAFTVERK	Pw MPa	σvt MPa	σv MPa	σ1 MPa	σ2 MPa	σ3 MPa	Ps MPa	ANM
TAFJORD K1	1.7	5.0	6.0	10.6	6.3	5.0	3.7	S
OSA	1.9	7.1	3.0	15.2	6.9	3.8	2.6	S
BRATTSET	2.4	5.0	5.7	15.6	6.1	2.7	5.1	S
ORMSETFOSS	3.8	6.0	6.5	9.6	5.6	4.7	4.0	S
KVILLDAL	4.0	8.5	9.8	10.1	6.6	4.9	4.6	S/N
TORPA	4.4	5.0	6.1	6.6	4.4	3.8	4.8	S/N
VINSTRA	4.4	7.2	*	*	*	*	7.2	N
SØRFJORD	4.5	6.2	4.0	9.5	5.5	4.5	*	S
LANG-SIMA	4.9	12.2	10.8	13.0	10.9	6.8	*	S
SILDVIK	5.4	10.8	9.5	21.2	18.1	7.8	*	S
VIGDAL	5.8	10.0	9.3	16.7	14.6	6.2	6.0	S/N
KOBBELV	6.0	17.7	17.0	20.3	16.3	9.7	*	S
MEL	7.5	10.0	19.8	25.0	25.0	6.0	8.0	S/N
TAFJORD K5	7.7	13.0	12.2	15.9	12.2	8.2	8.0	S
TJODAN	8.9	17.8	21.9	21.9	6.2	4.7	13.1	S/N #
NYSET-STEGGJE	9.7	24.0	22.0	24.1	17.7	13.8	15.1	S/N
JOSTEDAL	11.5	24.3	18.4	28.2	15.1	3.7	12.5	S/N #

Tegnforklaring:

Pw	Vanntrykk ved målested i henhold til HRV
σvt	Teoretisk gravitativ vertikalspenning
σv	Målt vertikalspenning
σ1,σ2,σ3	Største, mellomste og minste hovedspenning
Ps	Lukketrykk i henhold til P isi
S	Målinger utført av SINTEF
N	Målinger utført av NGI
S/N	Målinger utført av SINTEF og NGI
*	Målinger ikke utført
#	Resultater fra bergspenningsmålinger kan ikke sammenlignes med hydraulisk splitting fordi de er foretatt i forskjellige områder



Figur 12 **Målte minste hovedspenning og lukketrykk fra hydraulisk splitting tegnet som funksjon av indre vanntrykk på målestedet. Linjer for sikkerhetsfaktoren er også tegnet inn.**

I figur 12 er samhørende verdier for splittetrykk og minste hovedspenning tegnet som funksjon av indre vanntrykk ved målestedet. Samtidig er linjer for forskjellige sikkerhetsfaktorer tegnet inn.

Figur 12 viser at noen av de anleggene som er satt igang kunne bli vurdert som marginale ut fra den kunnskapen som burde vært tilgjengelig dersom felttesting hadde blitt utført. Anlegg som har blitt satt i drift viser at grensen mellom suksess og fiasko ikke er stor ifølge figuren. Dette skyldes at testene som er utført er tolket på uriktig måte.

Det som er vist ovenfor angående den tidsavhengige effekten og den volumavhengige effekten styrker denne hypotese. Tilforlatelige resultater kan kun oppnåes ved en litt langvarig testing.

KONKLUSJON

A) Lukketrykk og minste hovedspenning målt i samme punkt gir oftest forskjellige verdier. Forskjellen antas å skyldes en kombinasjon av bergmassens varierende egenskaper og utilstrekkelige tolkingsmetoder.

B) Det er vanskelig å finne sammenhenger mellom de målte parametre tolket på grunnlag av klassisk mekanikk. Derfor kreves det mer arbeid på dette området.

C) Det er en klar tidsavhengig effekt ved hydraulisk testing. Testingen bør utføres over såpass lang tid at bergmassen får anledning til å tilpasse seg den nye spenningstilstanden. Det bør tilstrebes at testene utføres i samme område som ved oppfylling av vannveiene dersom hydraulisk splitting skal ha noen mening.

D) Åpningstrykket slik det er beskrevet ved trykk / strømningsdiagrammet synes å være det beste alternativ for å vurdere faren for lekkasje.

E) For å dimensjonere uforede vannveier bør det benyttes både konvensjonell bergspenningsmåling og hydraulisk splitting for å være gardert mot eventuelle avvik. Det samme kan også kompenseres ved å gjøre flere målinger.

G) Forslag til testprosedyre:

Testhull plasseres i de antatt kritiske områder, og orienteringen av hullene bestemmes ut fra bergarten. Det vil si at hullene orienteres mest mulig normalt foliasjon eller hovedsprekkemønster. Dermed er det størst sannsynlighet for at hullene vil skjære et eller flere sprekkeplan. Større svakhetssoner må unngås fordi det oppstår store utlekkasjer. Dette fører til manglende trykkoppbygging og resulterer i utolkbare kurver.

Dersom det benyttes lange testseksjoner i en sterkt oppsprukket bergmasse kan dette gi vanskelig tolkbare resultater av samme grunn. Det synes som om intervaller fra 1.5 - 5 meter gir de beste resultater.

Antall testede seksjoner bør være i størrelsesorden 6 - 10 pr. måleserie.

Testene bør utføres slik at de simulerer de virkelige forholdene best mulig. Dette vil i praksis si at en test vil ta fra 1 til 2 timer.

ETTERORD

Det rettes en takk til de som har vært med og diskutert både betydningen, konklusjonene og konsekvensene av denne type feltundersøkelser. En spesiell takk til Gunnar Vik ved NGI som har latt oss bruke resultater fra sine hydrauliske splittforsøk.

REFERANSER

Aggson,J.R. & Kim,K. 1987,"Analysis of hydraulic fracturing pressure histories: A comparison of five methods used to identify shut-in pressure", in: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 24, No. 1, pp. 75-80.

ISRM Commission on Testing Methods. 1987,"Method 2, Suggested method for rock stress determination using the hydraulic fracturing method", in: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 24, No. 1, pp. 59-63.

BERGMEKANISKE BEREGNINGER AV DEFORMASJONER OG SPREKKEÅPNINGER - UNDER DRIVING AV FJELLINJEN TUNNELER

Rockmechanical computation of deformations and joint apertures - during excavation of the Fjellinjen tunnels.

Geolog Axel Makurat
Norges Geotekniske Institutt

Avd.direktør Nick Barton
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Et representativt to-dimensjonalt tverrsnitt av Fjellinjens tunneler med innlagte sprekker og gangbergart er undersøkt med programmet μDEC-BB. Hensikten er å undersøke effekten av utgravingen av tunnelene på deformasjonene og sprekkeåpningene i den forinjiserte bergmassen. Åpning av sprekker er sterkt sammenkoblet med økt lekkasje. NGIs undersøkelser har innbefattet tunneler uten sikring, to mønstere av systematisk bolting, og betongforede tunneler med fullt utvendig vanntrykk. Beregningen har vist sannsynligheten for begrenset skjærbevegelse, dilatans og sprekkeåpning og tilhørende lokale lekkasjeøkninger i fjellet nærmest tunnelene. Systematisk bolting frem til stuffen er domonstrert som et mulig tiltak for å forminske sprekkeåpning. Betongforingen er utsatt for enkelte høye tangentielle trykkspenninger, og enkelte høye strekkspenninger i radiell retning. En sprekk på opp til flere millimeter kan forventes å utvikle seg mellom betongen og fjellet under oppbygging av fullt vanntrykk.

SUMMARY

A representative two dimensional cross section of the Fjellinjen twin motorway tunnel currently under construction under the city of Oslo has been investigated using the μUDEC-BB distinct element code. In order to avoid groundwater drawdown and associated building damages due to ground settlement, high standards of leakage control led to careful excavation methods. An extensive and timeconsuming pregrouting program was employed. After consolidation and excavation of the tunnels in the numerical model, one simulation was conducted with an unsupported tunnel in a drained rock mass. During a second simulation, bolts were installed at an early stage after excavation, and after the model had come to equilibrium, a concrete lining was installed with full waterpressure acting on the liner. Tunnel excavation caused substantial shear deformation in the vicinity of the tunnels with accompanying increase of joint conducting apertures. Early installed rock bolts showed little influence on the total deformation, stresses and joint shear deformation, but locally limited joint aperture to e.g. 60 μm compared to 450 μm for the nonbolted

case. Lining the tunnels and building up full water pressure behind the concrete caused high tangential stresses in the liner and deformation of the liner towards the tunnel centres with maximum values at the tunnel invert.

INTRODUKSJON

Sterke krav til små lekkasjer for å unngå grunnvannsenkning og setningskader på byggninger har ført til en forsiktig fremgangsmåte for driving av Fjellinjen tunneller. Omfattende forinjeksjon som fordyrer og forsinker fremdrift sammenlignet med "vanlig" tunneldrift er valgt for å redusere innlekkasjen. I denne forbindelse var det av stor interesse å undersøke hvor stor deformasjon man kunne forvente i bergmassen når tunnelene var utsprengt under den forinjiserte sone som strekker seg minst 20 meter foran tunnelstuffen.

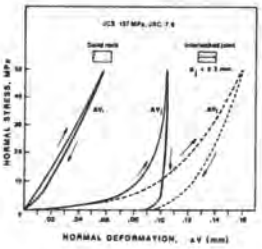
Deformasjonene forårsaket av tunneldriving består av flere komponenter:

- Elastisk del forårsaket av omlagring av spenninger, som begynner allerede foran stuffen, og er maksimalt utviklet når stuffen er minst to diametere forbi måletverrsnitt.

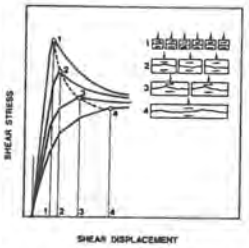
- Deformasjoner som skjer i sprekkene, og som kan være i form av skjærbevegelser langs sprekkene, sprekkelukking og sprekkeåpning.

- Ukontrollert innlekkasje under driving kunne være årsak til en tredje mulig deformasjonskomponent som gjør seg gjeldende når vanntrykket bygger seg opp igjen bak en vanntett foring, og som forårsaker effektivspenningsforandringer.

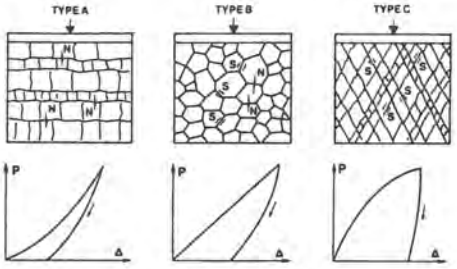
En forutsetning for tolking og forståelse av de grafiske fremstillingene av µDEC-BB beregninger for Fjellinjen, er forståelse for oppførsel av sprekker under ulik belastning. Figur 1 illustrerer prinsippene for normal og skjærbelastning av ulike bergmasser. De totale deformasjoner målt (eller beregnet med µDEC-BB) er preget av normale komponenter (N) og skjærkomponentene (S), og sammenkobling av begge to.



Concave normal stress-closure behaviour after Bandis et.al. (1983).



Convex shear stress-displacement behaviour after Bandis et.al. (1981).



Concave, linear and convex load-deformation behaviour for three classes of rock mass. (Barton 1986).

Fig. 1. Deformasjonskomponenter N (= normal) og S (= skjær) på de enkelte sprekker fører til forskjellig spennings-deformasjons oppførsel.

Den endelige sprekkeåpning, forårsaket f.eks. av tunnel-driving i nærheten, kan være en kombinasjon av skjær, dilatans og etterfølgende lukking.

Programmet μDEC-BB følger alle disse bevegelser og beregner kontinuerlig den fysiske sprekkeåpning (E) i alle deler av en tenkt bergmasse, både før og etter tunnelutgraving, og under eventuelt forandring i sprekkevanntrykk.

En sprekk som regnes å ha 20 μm åpning har selvfølgelig mange punkter med vegg til vegg kontakt. Disse er nødvendige for å overføre bergspenningen. Selv en sprekk med 200 μm åpning har vegg til vegg kontakt, men i mindre omfang. På grunn av disse kontaktpunkter, og forøvrig ru overflater, er vannstrømning (eller strømning av injiseringsmidler) ikke mulig i alle deler av sprekkeplanet. Man beregner en teoretisk konduktivåpning (e) og en fysisk eller mekanisk åpning (E), hvor $E \geq e$. Konduktivitet (k) er beregnet utifra (e) som følger:

$$k = e^2/12 \qquad (1)$$

Figur 2 viser hvordan fysiske åpninger (E) ble overført til konduktivåpninger, avhengig av hvor ru og hvor tett en sprekk er. Kurvene, som er basert på forsøk på diverse sprekker, er påført ruhetstallene JRC_o, hvor $JRC_o = 20$ er meget ru, $JRC_o = 10$ er mellom-ru, og $JRC_o = 2.5$ er uvanlig glatt og plan.

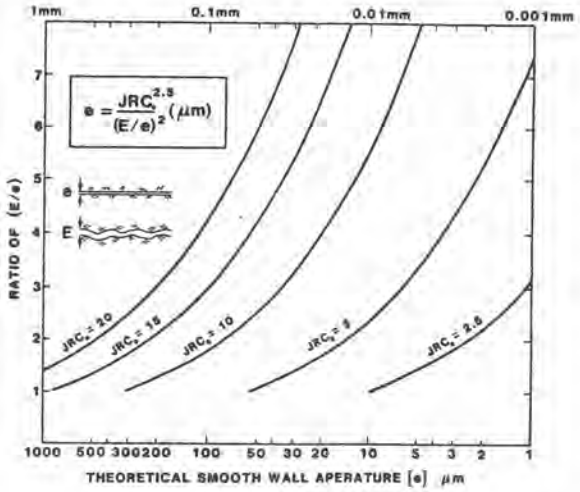


Fig. 2. Empirisk forhold mellom fysisk sprekkeåpning (E) og konduktivåpning (e).

GEOMETRI

Geometrien brukt i NGI's Fjellinjen beregninger ansees som en gjennomsnittlig representasjon av typisk oppsprekking i vest. Begrensningen innebygget i en to-dimensjonal modell innebærer den konservative antagelse at strøkretningen for alle sprekker og strukturer er parallelle med tunnelaksen.

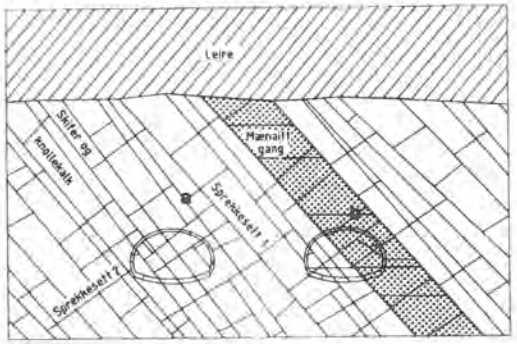


Fig. 3. Fjellinjen μDEC-BB simulering. Geometri for et typisk tverrsnitt i vest.

Hovedelementene i modellen som er vist i to dimensjoner i Figur 3 er følgende:

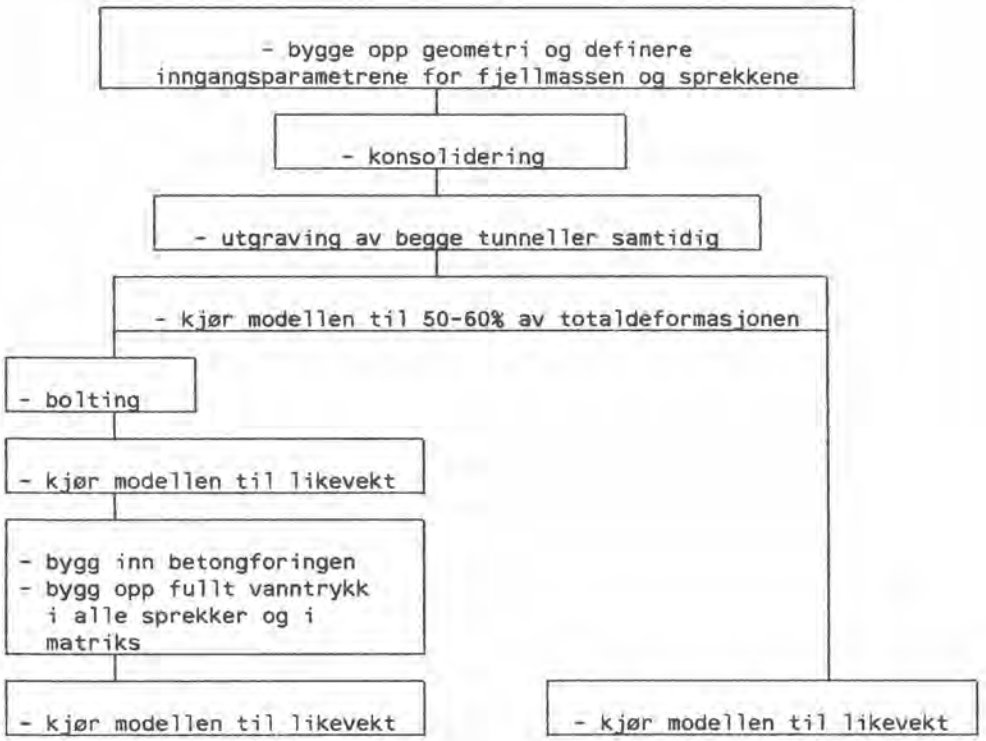
- et gjennomgående hovedsprekk-system med ca. 50 / 55° fall (sprekkesett 1)
- et annet ikke-gjennomgående sprekkesett nesten loddrett til sett 1 (sprekkesett 2)
- leirefylte sprekker mellom mænaitgangen og de sedimentære bergartene
- foringen/fjell grenseflate
- en leireoverdekning av ca. 15 m mektighet
- de sedimentære bergartene (knollekalk, skifer) med en mænaitgang parallelt til sprekkesett 1 med interne sprekker i retning av sett 2 pluss noen horisontale sprekker
- to tunneler med midtpunkt i ca. 41 m dybde, hvorav den ene tunnelen ligger til dels i mænaitgangen.

µDEC inputparametrene er vist i vedlegg.

Siden µDEC-BB ikke tillater tilføyelse av nye blokker etter at beregningen er startet, må de fremtidige foringselementene legges inn i geometrien helt fra begynnelsen. Materialparametrene og sprekkeegenskaper av disse elementene ble definert og forandret i henhold til det øyeblikkelige beregningsstadium. Under konsolideringen brukes samme parametrene som for den omkringliggende fjellmasse. Under utgraving ble disse elementene forvandlet til en myk gummi og først i siste fasen av simuleringen brukes parametrene som tilsvarer et C35 betong.

Generelt om kjøringer med µDEC-BB.

En numerisk simulering med µDEC-BB ligner til en viss grad gjennomføring av et fysisk modellforsøk. Selve geometrien består av blokker og imellomliggende sprekker og må konsolideres ved å påføre spenninger og gravitasjonskrefter. Etter konsolideringen vil hver blokk og sprekk være i likevekt med riktig forhold mellom effektivspenningene og de oppnådde stivheter og sprekkeåpninger. Denne likevekten forstyrres (både numerisk og i naturen) ved å sprenge ut tunneler. De materialparametrene som ble valgt etter en rekke laboratorieforsøk på intakte bergartsprøver og selve sprekkene justert slik at de oppnådde spenningene av sprekkeåpninger etter konsolideringen er i samsvar med tolkningene fra vanntapsmålingene og med de gjennomførte in situ spenningsmålingene.



I tilfelle av våre Fjellinjen simuleringer ble det undersøkt to tilfeller. En modell ble etter utgravingen kjørt til numerisk likevekt uten foring og bolting (høyreside i flytdiagram). En annen identisk modell ble bare kjørt til 50-60% av totaldeformasjonene. Deretter ble det satt inn systematisk innstøpt bolting med forskjellige mønstre i syd- og nordgående løp og modellen kjørt videre til likevekt (venstre side i flytdiagrammet).

Deretter legges betongforingen på plass, fullt vanntrykk bak foringen bygges opp og modellen kjøres til likevekt.

RESULTATER

Sprekkeåpninger etter konsolideringen

Figur 4 viser verdiene for e (= kondutivitetsåpninger) og E(= mekaniske åpninger) oppnådd etter konsolidering. Hver linje har tykkelse 10 µm, som betyr at de fleste (e) verdier ligger i størrelsesorden 70 til 20 µm, og stemmer godt overens med NGI's tolkning av vanntapsmålingene. De fleste (E) verdier ligger i størrelsesorden 40 til 120 µm. En markert forskjell mellom sprekkeåpninger i sett 1 og sett 2 er lett å se, og de antatt tette, leirefylte grensesprekker mot mænaittgangen (med E < 10 µm og e < 10 µm) er også synlige.

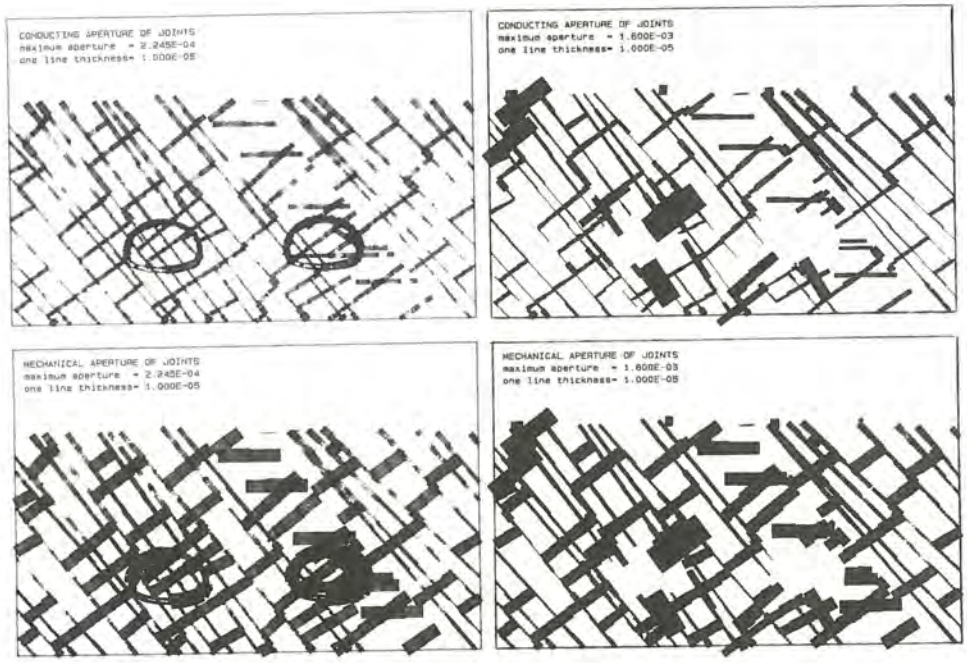
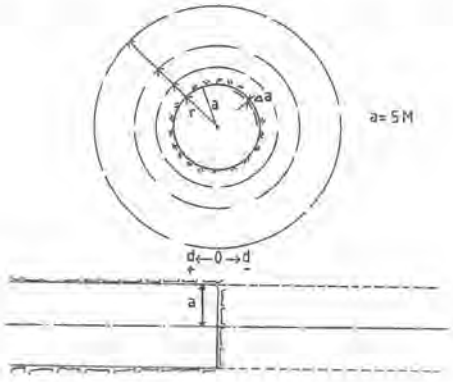


Fig. 4. Forandringer i konduktive (e) og mekaniske (E) sprekkeåpninger før (venstre) og etter (høyre) utsprengning (~ 2 diameter bak stuffen).

Hovedspenninger før og etter utsprengning

Som nevnt ble modellen etter utsprengningen kjørt til et stadium som tilsvarer 50-60% av totaldeformasjonene for punkt a og b i figur 3 og deretter til likevekt.

Ved å sammenligne resultatene fra 50-60% totaldeformasjon (for punkt A og B i figur 3) og likevektsituasjon etter utgraving får man et brukbart bilde at utviklingen rundt tunnelen ved stuffen og noen diameter etter stuffen. Tre-dimensjonale endelige elementberegninger av tunnelstuff-problematikken foretatt av Tanimoto (1980), reprodusert i Figur 5, viser at mye av den endelige, elastiske deformasjon har skjedd innenfor 1 meter fra tunnelstuffen (a/5 = 1 m i Figur 5). Litt lenger ut fra periferien (inn i fjellet) er det deformasjoner av mindre omfang.



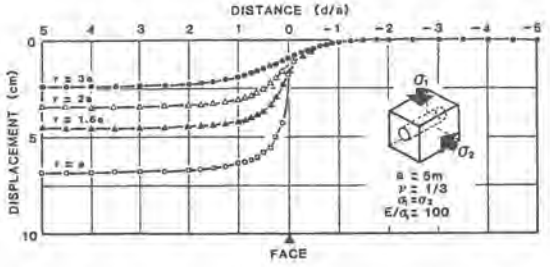


Fig. 5. Elastiske deformasjoner ved et punkt i tunnelperiferien begynner allerede foran stuffen og viser en akselererende tendens i den første halve radius (a/2) av tunneldriving.

Punkt A og B i figur 3 ligger en radius og en halv radius over tunnelens heng, noe som tilsvarer plasseringer på kurvene r = 2a og γ = 1.5a i figur 5. 50-60% av totaldeformasjon tilsvarer en posisjon 1/5 elle 1.0 m) bak stuffen, mens likevektssituasjon representerer at tunnel-tverrsnitt er minst 2 diameter (30 cm) bak stuffen.

Før utsprengn. Etter kons.		Etter utsprengning 1 m bak stuffen	Etter utsprengning 30 m bak stuffen	Økning
1.27 MPa	Venstre tunnel	3.15 MPa	4.04 MPa	28%
2.00 MPa	Høyre tunnel	6.46 MPa	7.29 MPa	13%

Tabell 1 viser maksimale hovedspenningsverdier for de forskjellige beregningsstadier.

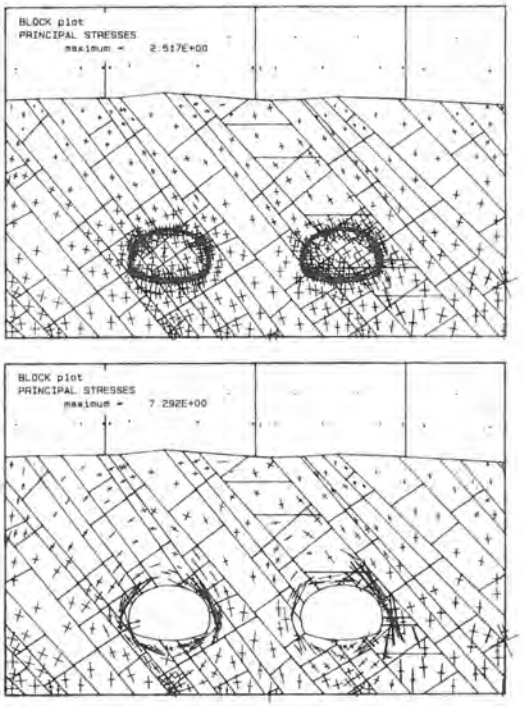


Fig. 6. Hovedspenningene før utsprengning og ~ 2 diameter bak stuffen.

Figur 6 viser hovedspenninger før og etter utsprengning (30 m bak stuffen). Det har skjedd en tydelig forandring i hovedspenningsretningene. Høye tangentiale spenninger (3-6 MPa) og små radielle strekkspenninger (0.5 - 1 MPa) vises rundt tunnelperiferien.

Deformasjoner etter utsprengning

Figur 7 sammenligner deformasjonene like ved stuffen og minst to diametere etter stuffen. En generell deformasjonsøkning opptil 50% er synlig rundt tunnelene, og deformasjonene opptil overflaten er tredoblet. Setninger ved overflaten er ca. 40% av de maksimale deformasjoner registrert i den venstre tunnelen. Med ca. 5,5 mm deformasjon ved hengen, registreres minst 2 mm ved overflaten.

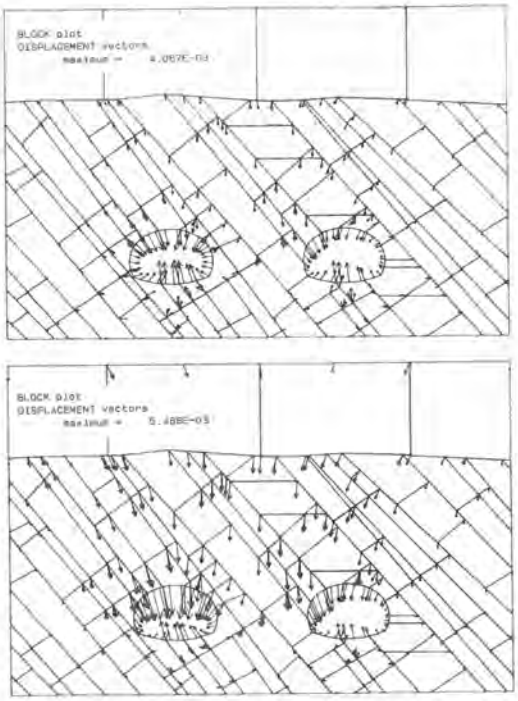


Fig. 7. Utvikling av deformasjon ved tunneldriving.
Øverst: Ca. 1 m bak stuffen
Nederst: Ca. 2 diameter (30 cm) bak stuffen.

Et stivt lag, som mænaittgangen, kan ha stor betydning for lokale deformasjoner. De meget små deformasjoner i høyre vegg av den høyre tunnellen (ca. ½ mm i størrelse) er et direkte resultat av de høye spenninger som mænaittgangen bærer. Det er lett å forestille seg betydelige deformasjonsøkninger, og etterfølgende tøyninger i det forinjiserte parti, når en gangbergart krysser tunneler på skrå og er plutselig borte med neste salve.

	1 m bak stuffen	30 m bak stuffen	Økning
Venstre tunnel	4.07 mm	5.49 mm	35%
Høyre tunnel	3.55 mm	3.84 mm	8%

Tabell 2 viser hvordan de maksimale deformasjoner utvikler seg med økt avstand fra stuffen:

Sprekkeåpninger (konduktive) etter utsprengning

Figur 8 viser distribusjon av konduktive sprekkåpninger etter utsprenging rundt tunnellene. Størrelsen av disse åpningene er proporsjonal med linjetykkelsen. Betydelige åpninger er synlig i de samme områder hvor de største skjærdeformasjoner registreres (figur 9).

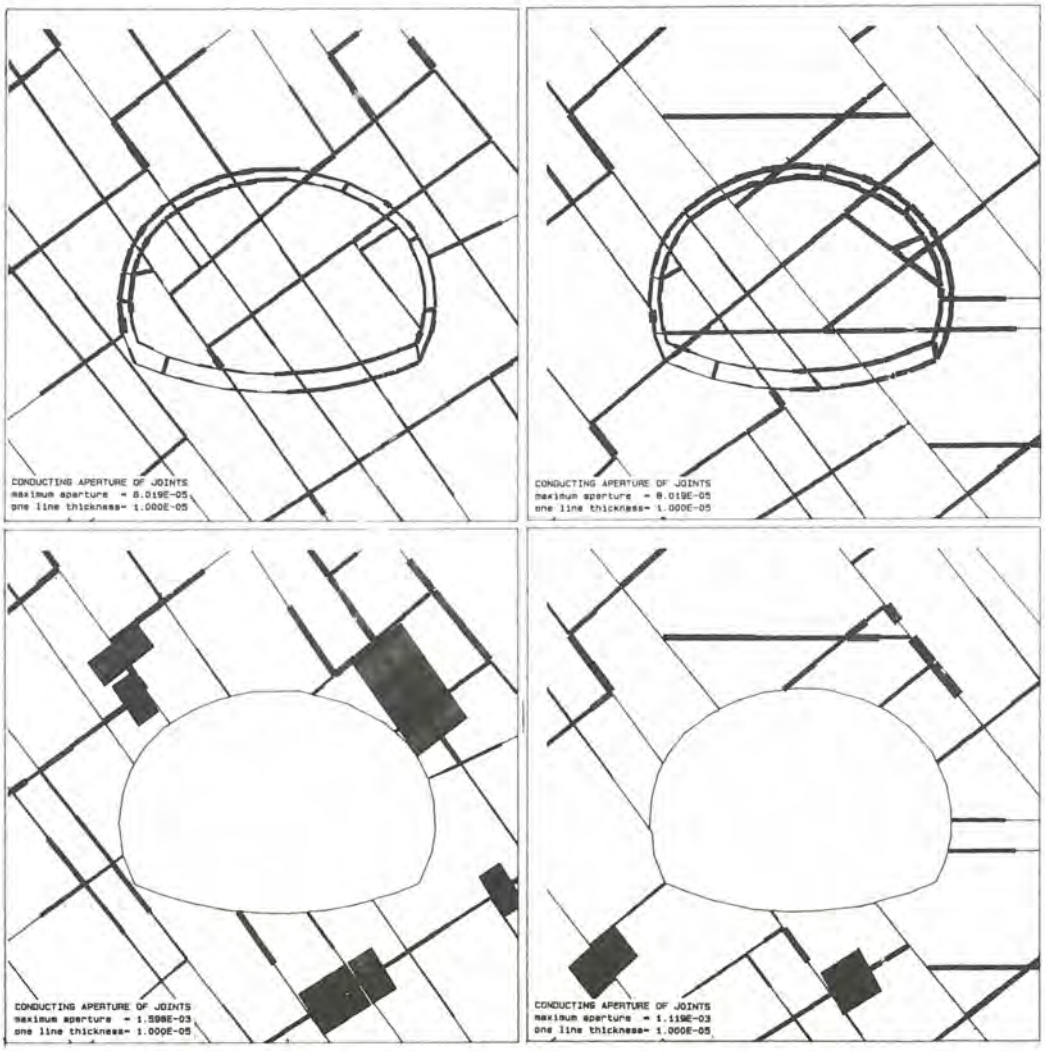


Fig. 8. Forandring av konduktive sprekkeåpninger som resultat av utsprengning.
Venstre side: Venstre tunnel
Høure side: Høyre tunnel
Øverst: før utsprengning
Nederst: ~ 2 diameter (30 m) bak stuffen

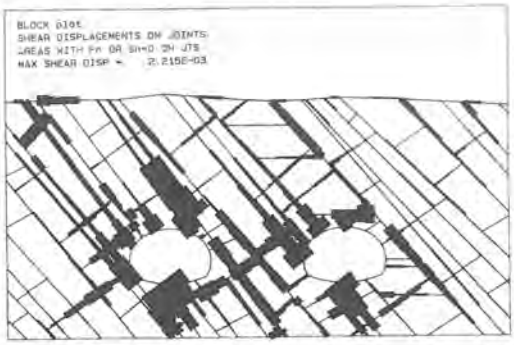


Fig. 9. Skjærdeformasjoner langs sprekkene ~ 2 diameter (30 m) bak stuffen.

	Etter konsolidering	1 m bak stuffen	30 m bak stuffen	Økning fra start
Venstre tunnel	ca. 30 µm	1386 µm	1598 µm	5200%
Høyre tunnel	ca. 40 µm	1129 µm	1119 µm	2700%

Tabell 3 sammenligner de maksimale sprekkeåpninger før og etter utsprengning. Både økning og reduksjon er vist med tunneldriving.

Slike enorme økninger, selv om de er meget lokale, representer muligheten for 20.000 til 150.000 ganger mer vannføring i enkelte sprekker. Det er vanskelig å forestille seg at fullstendig tetting med forinjeksjon er lett å oppnå.

Lignende forandringer i de mekaniske sprekkåpninger (E) skjer i de samme lokaliteter som for konduktivitetsåpningene (e).

	Etter konsolidering	1 m bak stuffen	30 m bak stuffen	Økning fra start
Venstre tunnel	ca. 40 µm	1386 µm	1589 µm	4000%
Høyre tunnel	ca. 80 µm	1129 µm	1119 µm	1400%

Tabel 4 viser hvordan de største sprekkeåpninger (E) utvikler seg med utsprengning og tunneldriving.

I følge NGI's undersøkelse av injiseringsstoffer i sprekker av bestemte åpninger, må d_{max} (kornstørrelse) ikke være større enn 1/3 (E). (NGI 87654-1, okt. 1987). Det er tydeligvis mange sprekker som teoretisk lar seg tette både før og etter tunnelutsprengningen. Disse numeriske beregninger som viser enkelte meget store økninger av sprekkeåpninger, er en praktisk illustrasjon på hvor vanskelig det vil være å treffe de injiserbare sprekkene med injiseringsborehullene.

NUMERISKE BEREGNINGER MED BOLTING

Tildels omfattende forbolting og radiell bolting er foreskrevet for Fjellinjen tunneler. Numeriske undersøkelser av effektiviteten av bolting er rapportert her som et ledd i tolkning av boltingens effekt ved og bak stuffen.

Den simulerte boltetypen tilsvarer en fjellbolt som er i stand til å ta opp betydelige skjærkrefter langs sprekkene, og som tåler store aksiale krefter på grunn av støpematerialets skjærstyrke.

UDEC som 2D-program regner med en modell av 1 m tykkelse hvis man er i MPa - m system. For å ta hensyn til at fjellboltene i den aksiale tunnelretning har en avstand på 2 m (venstre tunnel) og 1,5 m (høyre tunnel) blir moduli multiplisert med 0,5 for venstre tunnel og 0,67 for den høyre tunnelen.

For den venstre tunnelen ble det valgt 6 bolter å 3 m lengde med senteravstand 2 x 2 m. De består av 20 mm kamstål (KS40), innstøpt i 32 mm hull. Den totale boltelengden har bare betydning for å bestemme hvilke sprekker som vil bli krysset, men går ellers ikke inn i beregningen. Figur 10 som viser bolte lengder, viser også tydelig at det for hver tunnel finnes bolter som ikke krysser en sprekk og derfor er inaktive.

For den høyre tunnelen ble det valgt 9 bolter å 4 m med 1,5 x 1,5 m senteravstand, og 25 mm KS40 kamstål støpt i 32 mm hull.

Parametrene er beskrevet i vedlegg.

Effekt av bolting under tunnelutsprengning

De større deformajsoner registrert i venstre tunnel ved utsprenging (figur 10) forårsaker større aksiale krefter i boltene som er satt inn i den venstre tunnelen (maks. = 13.75 tonn). To andre bolter i denne tunnelen registrerer aksiale krefter i størrelsene 5,5 og 5,7 tonn.

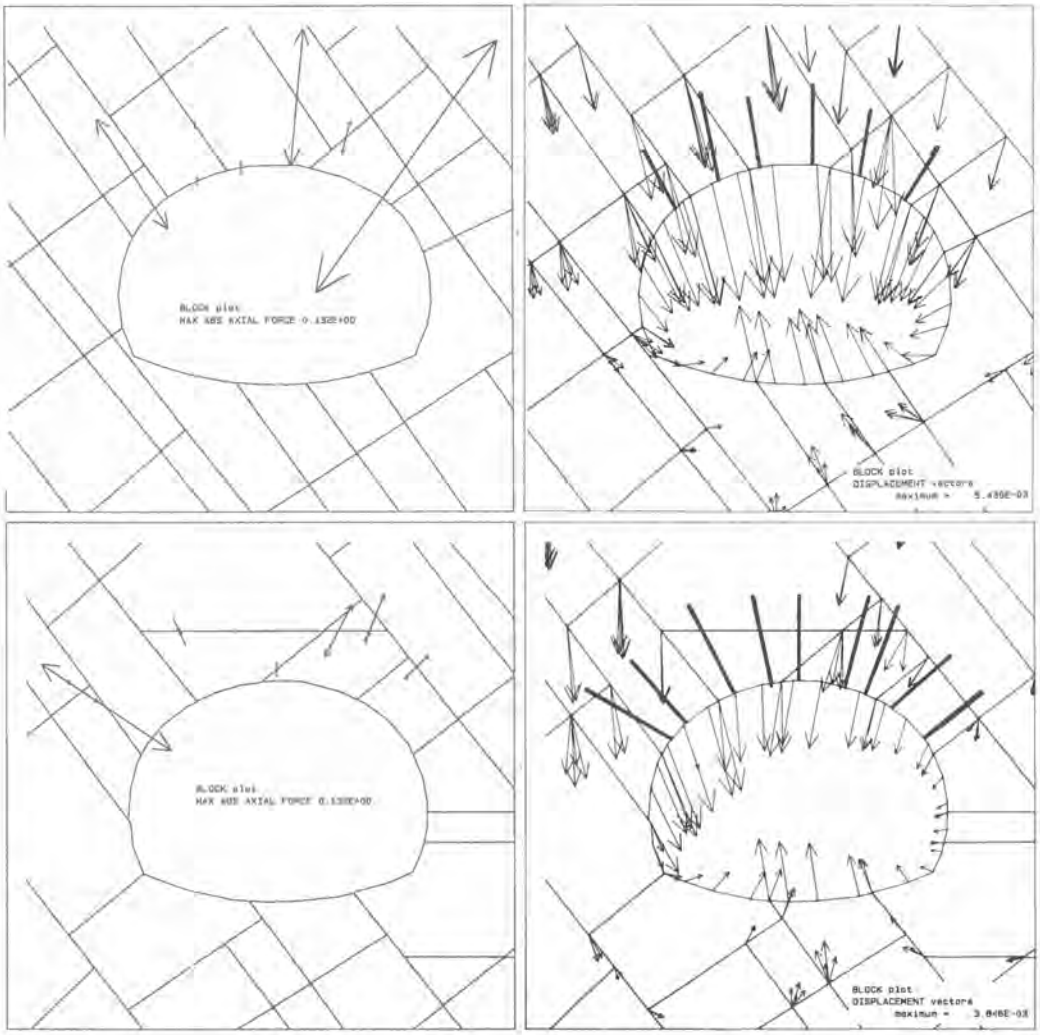


Fig. 10. Venstre side: Piler og deres lengde viser aksiale strekk- (eller trykk-) krefter i boltene ved krysspunktene med sprekkene.
Høyre side: Totaldeformasjoner med bolting. To mønstre med systematisk bolting undersøkt med µDEC-BB.
Øverst: Venstre tunnel.
Nederst: Høyre tunnel.

I høyre tunnel registreres maks. 6.91 tonn boltekraft hvor den venstre bolten krysser foliasjonssprekken (sprekkesett 1). Når samme bolt krysser en sprekk av sprekkesett 2 lenger inn fra tunnel hengen var kraften 1,74 tonn.

Tabell 5 sammenligner innflytelse av boltingen på spenninger, skjærdeformasjon og sprekkeåpninger.

PARAMETER		Uten bolting	Med bolting
Spenninger	V	Meget liten forandring: 1-2° rotasjoner enkelte steder maks. 4.043 MPa	maks. 3.981 MPa
	H	Ingen synlige forandringer med bolting maks. 7.292 MPa	maks. 7.285 MPa
Skjær	V	Tre steder med ubetydelige økninger maks. 2.215 mm	maks. 2.210 mm
	H	Ingen synlige forandringer med bolting maks. 1.582 mm	maks. 1.583 m
Sprekke-åpning (E)	V	En lokal reduksjon fra 60 µm til 50µm En lokal reduksjon fra 450 µm til 140 µm	
	H	Ingen synlig forandring med bolting	
Sprekke-åpning (e)	V	En lokal reduksjon fra 60 µm til 50 µm En lokal reduksjon fra 450 µm til 60 µm	
	H	Ingen synlig forandring med bolting	

Tabell 5. Sammenligning av tilfeller med og uten bolting

Konklusjonene når det gjelder effekten av bolting kan oppsummeres slik:

1. Uten bolting vil ustabile tverrsnitt sannsynligvis vise meget store økninger i sprekkeåpninger og ødelegge deler av forinjiserings-skjerm.

2. Boltingen må installeres helt opptil stuffen, og sannsynligvis vil det være en fordel med den første raden på skrå (som spiling). Installasjon radielt, bare 1 m bak stuffen, er allerede "sent" for minst halvparten av de totale deformasjonene. Det kan allikevel være nødvendig for den globale stabiliteten av tverrsnittet og for å forminske overmasser ved videre sprengning.

3. Boltene beveger seg i stor grad nedover med fjellet under videre drift på grunn av at deformasjonen av fjellet reduseres relativt langsomt i takt med økt avstand fra tunnelhengen. Dette kan muligens motvirkes med lengre, forspente bolter.

4. Enkelte bolter viser betydelige belastninger (eks. 13,2, 6,9, 5,7 og 5,5 tonn) hvor enkelte sprekker ble krysset. I et tilfelle hadde dette en synlig positiv effekt på sprekkeåpningen (450 µm uten bolting, 60 µm med bolting). Et slikt resultat innebærer teoretisk ca. 422 ganger mindre vannføring lokalt (vannføringsevnen er proporsjonal med e^3).

Simulering av fullt vanntrykk på tunnelforingen

Etter at boltene var satt inn i begge tunnelene, ble modellen kjørt til likevekt, dvs. inntil fjellmassen hadde stabilisert seg.

Oppbygging av vanntrykk bak foringen ble simulert ved å bruke et negativt trykk (sug) inn i tunnelen. Samtidig ble fjellmassens tetthet redusert til $1{,}55 * 10^{-4}$ MPa/m for skifer, $1{,}75 * 10^{-4}$ MPa/m for mænaittgangen og $0{,}9 * 10^{-4}$ MPa/m for leireoverdekningen, for å simulere reduksjon av de effektive normalspenninger tvers over sprekkene. Så ble modellen kjørt til likevekt.

Hovedspenninger ved fullt vanntrykk

Økning av sprekkevannstrykket fra 0.0 MPa til 0.41 MPa ved en dybde som tilsvarer tunnelmidten, førte til betraktelige maksimale spenninger i tunnelforingen.

Tabell 6 gir en oversikt over de maksimale og gjennomsnittlige hovedspenninger tangentielt og radielt i foringen og de maksimale spenninger i fjellet (etter bolting).

	Maksimale trykk-spenninger i tangential retning	Gjennom-snittlige trykk-spenninger i tangential retning	Maksimale strekk-spenninger i radial retning	Gjennom-snittlige strekk- - spenninger i radial retning
Hengen og sålen			1.7 MPa 1.9 MPa	
VENSTRE TUNNEL	15.9 MPa	10.1 MPa		1.1 MPa
overgang sideveggene sålen			5.6 MPa 4.8 MPa	
Hengen og sålen			3.7 MPa 3.5 MPa	
HØYRE TUNNEL	19.6 MPa	10.7 MPa		1.1 MPa
overgang sideveggene sålen			3.2 MPa 3.0 MPa	

Tabell 6. Oversikt over de maksimale og gjennomsnittlige spenninger i betongforingen ved fullt eksternt vanntrykk

I venstre tunnel forekommer de største trykk- og strekkspenninger i overgangen mellom tunnelveggene og sålen pluss noe større strekkspenninger i sentrum av hengen og sålen.

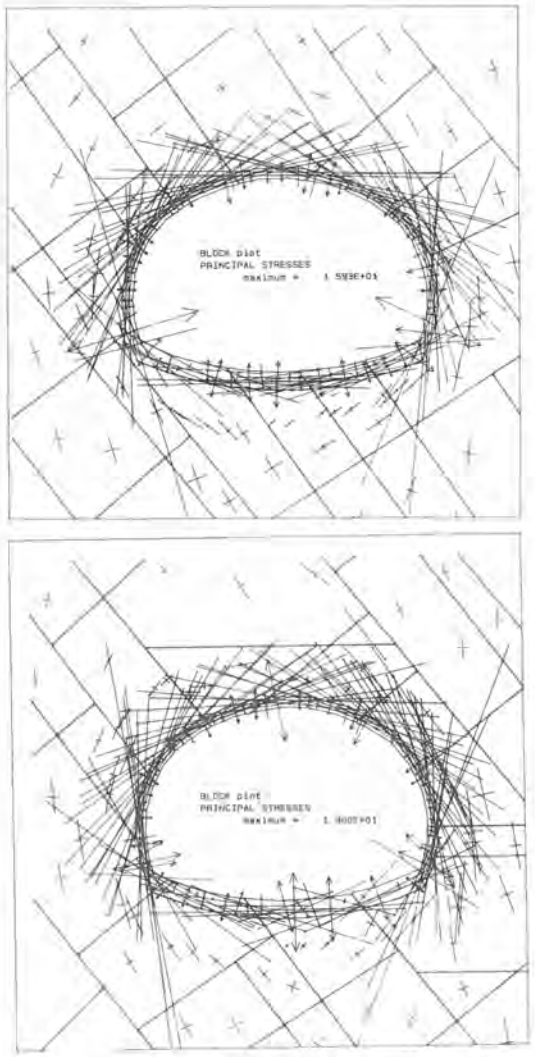


Fig. 11. Distribusjon av tangentielle og radielle spenninger etter oppbygging av fullt vanntrykk.

I høyre tunnel ligger de maksimale trykkspenninger i knekk mellom veggene og sålen, mens de maksimale strekkspenninger forekommer i hengen og sålen (figur 11).

Deformasjoner ved fullt vanntrykk

Siden hele fjellmassen har stabilisert seg fullstendig etter utgravingen, forventes ikke noen særlig store tilleggsdeformasjoner på grunn av oppbygging av vanntrykk. Hele fjellmassen får en liten

oppadrettet komponent på grunn av oppdriften og redusert normalspenning tvers over sprekkene.

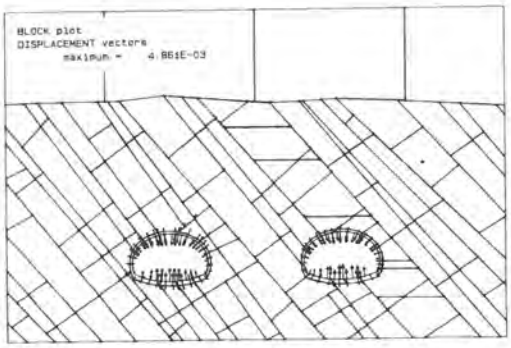


Fig. 12. Netto deformasjoner p.g.a. oppbygging av fullt vanntrykk.

Figur 12 viser nettodeformasjoner på grunn av oppbygging av fullt vanntrykk. Selve tunnelforingen ble deformert maks. 4,4 mm innover i venstre tunnel og 4,9 mm i høyre tunnel. I begge tilfeller deformeres sålen like mye (venstre tunnel) eller mer (høyre tunnel) enn hengen. Som konsekvens av denne inn-i-tunnelen-rettede foringsdeformasjon danner det seg en sammenhengende sprekk mellom fjellmassen og betongforingen.

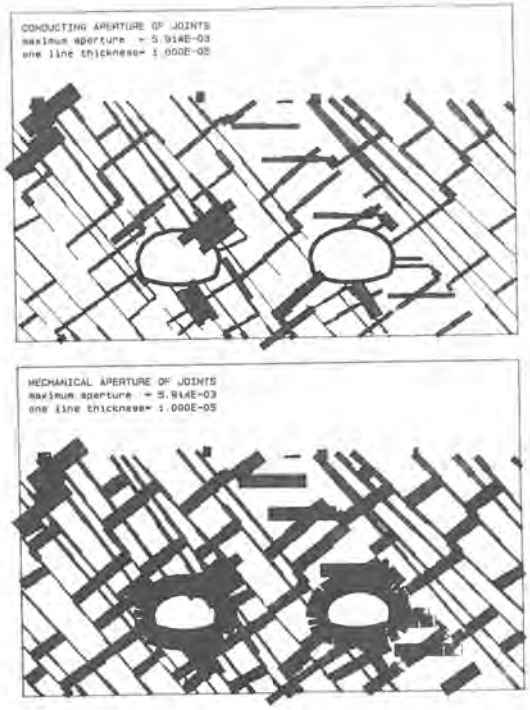


Fig. 13. Konduktive (e) og mekaniske (E) sprekkeåpninger etter oppbygging av fullt vanntrykk.

De mekaniske og konduktive sprekkeåpninger (E) og (e) som resultat av vanntrykket bak foringen er vist i Figur 13. De største sprekkeåpninger, angitt med tall (5,8 mm/venstre tunnel og 5,9 mm/høyre tunnel), gjelder grensesprekken mellom betongforingen og fjellet. Dette er direkte sammenlignbart med de deformasjonsvektorer som er vist i Figur 10. Sprekkeåpninger (E) som er angitt grafisk i Figur 13, viser en jevn 0,2 mm for grensesprekken. Dette er en kunstig grenseverdi lik E_o som brukes for sprekker som er avlastet og meget åpne. Det er umulig å plotte slike sprekker i samme målestokk.

KONKLUSJON

- Utgraving av tunnelene forårsaket merkbare skjærdeformasjoner mellom blokker i nærheten av tunnelene. De største skjærdeformasjoner skjedde i sålen hvor innspenningene er minst (pga stor radius), og hvor den effektive normalspenning og skjærfastheten også er minst.

  Tilsvarende økninger i sprekkeåpninger, forårsaket av avlastning og skjær som resultat av utgraving, er synlig rundt begge tunnelene.

- Disse konduktive sprekkeåpninger (e) med konduktivitet proporsjonalt med e^2 og vannstrømningskapasitet proporsjonalt med e^3, selv om de er meget lokale, representerer muligheten for 20.000 til 150.000 ganger mer vannføring. Etterinjeksjon av slike sprekker er selvfølgelig vanskelig, nettop fordi de er så lokale.

- Tidlig installasjon av systematisk innstøpte bolter ved et deformasjonsstadium ekvivalent til ca. 1 m bak stuffen hadde liten effekt på den totale deformasjon, på spenningene, og på skjærformasjon langs sprekker.

- Problemer med lekkasje fra sålen er forståelig utifra de foretatte beregninger. Sålen representerer mindre innspenning (pga stor radius), og sprekker kan muligens skjære seg lettere under sålen enni hengen. Bolting av sålen helt opp til stuffen er et uvanlig forslag, men kan forventes å redusere innlekkasjer utifra de resultatene som foreligger.

- Installasjon av foringen (C35 betong) etter stabilisering med bolting, og oppbygging av fullt vanntrykk bak betongen, forårsaket høye tangentiale spenninger i betongen med maks. 15,9 og 19,6 MPa i venstre og høyre tunnel. I gjennomsnitt var trykkspenningene henholdsvis 10,1 og 10,7 MPa. Maksimale strekkspenninger (radielt) var registrert i overgangen fra sideveggene til sålen, og var henholdsvis 5,6 MPa og 3,7 MPa.

- Deformasjon av betongforingen mot tunnelsentrum pga oppbygging av vanntrykk og samtidig bevegelse av fjellet utover førte til sprekkeåpninger for fjell/betong kontaktflaten som varierte fra 0,7 til 5,8 mm ved venstre tunnel og fra 0,6 til 5,9 mm ved høyre tunnel. Kontaktinjeksjon under sålen ser ut til å være like viktig som rundt hengen. Sprekkeåpningen var minst i veggene.

VEDLEGG

INPUT-PARAMETERE

Følgende UDEC input-parametrene ble brukt:

LEIRE

Leirelaget er å betrakte som meget deformerbart sammenlignet med den underliggende skifer og knollekalk.

$\gamma = 18.5 \frac{kN}{m^3} = 0.0185 \frac{MN}{m^3} = 18.5 \times 10^{-5}$ MPa/m (tetthet)

$\rho = 1.89 * 10^{-3} \frac{kg}{m^3}$ (massetetthet)

$\nu = 0.48$ (Poisson's tall)

$E = 20$ MPa (deformasjonsmodul)

$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$ (bulkmodul)

$K = 169$ MPa

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ (skjærmodul)

$G = 6.7$ MPa

KNOLLEKALK, SKIFER, MÆNAITGANG

Siden det i praksis er umulig å modellere hver eneste sprekk i en numeriske beregning med "distinct element codes" erstattes de elastisitetsparametere (K = bulk modul, G = skjærmodul) med "ekvivalente kontinuum" elastisitetsparametere som regnes ut fra de intakte blokkene (K, G) og fra de normal- og skjærstivhetsparametrene for sprekkene (k_n og k_s eller JKN og JKS i μDEC terminologi).

BERGART	E_i MPa	$E_{ekv.}$ MPa	$K_{ekv.}$ MPa	$G_{ekv.}$ MPa
Knollekalk og skifer	9.0	5.3-6.0	2.5-3.0	0.029
Mænaittgang	80	30.9	12.4	0.034

Tabell 7. Ekvivalente kontinuum-moduler (i GPa) for intakte blokker basert på normale og skjærstivhet av sprekkene.

VEDLEGG

C35 BETONG

$$\rho = 2.7 \times 10^{-3} \frac{kg}{m^3}$$

$K = 1.4 \times 10^4$ MPa

$G = 1.3 \times 10^4$ MPa

SPREKKESETT 1 (gjennomgående, delvis forvitret)

Følgende sprekkeparametere er basert på de empiriske tall for ruhet og fasthet som inngår i ligningen for skjærfasthet (Barton et al. 1985):

$$\phi' = JRC \log (JCS/\sigma_n') + \phi_r \qquad (1)$$

hvor
- ϕ' = topp friksjonsvinkel
- σ_n' = effektiv normalspenning
- JRC_o = 5 (sprekkruhetstall)
- JCS_o = 30 MPa (sprekkveggfasthet, fra Schmidt-hammer forsøk)
- ϕ_r = 31.5° (residual friksjonsvinkel)
- L_n = 1.0 m (in situ blokk størrelse)
- E_o = 0.6 mm (sprekkeåpninger når ubelastet)

SPREKKESETT 2 (ikke gjennomgående, ikke forvitret)

JRC_o = 10
JCS_o = 60 MPa
ϕ_r = 27.5°
L_n = 1.0 m
E_o = 0.45 mm

LEIREFYLTE SPREKKER

Grensesprekkene mellom mænaittgangen og de sedimentære bergarter var antatt å være ekvivalent til relativt plane sprekker med tynn leirefylling.

JRC_o = 3.25
JCS_o = 10.0 MPa
ϕ_r = 16°
L_n = 0.5 m
E_o = 0.1 mm

VEDLEGG

FORING/FJELL GRENSEFLATE (modelert som relativ ru BB-sprekk.

JRC_o = 15
JCS_o = 50 MPa
ϕ_r = 20°
L_n = tatt ut fra geometrien
E_o = 0.1 mm
d_h = 0.032 m (hulldiameter)
d_b = 0.020 m eller 0.025 m (bolt diameter)
E_b = 210 GPa (elastisk modul for stål)
E_g = 15 GPa (elastisk modul for innstøpningsmasser)
P_v = 15 tonn (bruddstyrke, venstre tunnel)
P_h = 24 tonn (bruddstyrke, høyre tunnel)

FORUNDERSØKELSER FOR TUNNELDRIFT

PREINVESTIGATIONS FOR TUNNELLING

Geo-ingeniør Arild Palmstrøm
Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

Inntil idag har vi ikke hatt noen norm eller krav til hvordan og i hvilken fase av prosjektet forundersøkelser bør utføres. Omfang og metoder for grunnundersøkelser er som regel blitt bestemt av de forkjellige ingeniørgeologer, ofte påvirket av byggherrer. Selv med de relativt enkle grunnforhold vi har i Norge, kan vi vise til en del anlegg der "geologien" har ført til store kostnadsoverskridelser. For mange av disse har det vært en tendens til å gi fjellet skylden, mens årsaken heller var mangelfulle forundersøkelser.

Etter at vi i 1988 fikk en Norsk Standard i geoteknisk prosjektering er det vurdert hvilken innvirkning denne ventes å få på utførelse av forundersøkelser for berganlegg. Standarden krever dokumentert de beregninger som foretas, hvilket innebærer at grunnforholdene gjennomgående må undersøkes og beskrives bedre enn det som gjøres idag.

SUMMARY

Although the rock mass conditions in Norway in general are easy to predict, we have had some cases where the "geology" has caused conciderable overrun of costs and construction time. Still we find that the preinvestigations for several projects are kept at a minimum. The people involved in such decisions may not know of the risk they take without knowing the probable rock mass conditions before tunnelling starts.

A Norwegian standard in Geotechnical design was approved in 1988. This require documentation of all calculations, which means that the preinvestigations will be directed towards numerical results to be applied in the geotechnical evaluations. The geological conditions must be checked for every single project to meet these requirements, and it is expected that the volume of the geotechnical preinvestigations in general will be larger.

INNLEDNING

Hensikten med denne artikkelen er ikke å angi hvilke forundersøkelser som bør utføres for tunneler og fjellanlegg, men er mer ment som et diskusjonsinnlegg om hvordan grunnundersøkelser bør kunne benyttes mer rasjonelt. Gjennom en årrekke har vi utført grunnundersøkelser på ulik måte og omfang, avhengig av hvilke rådgivere og hvilke byggherrer som er involvert.

Idag er det som oftest ingeniørgeologer som foreslår omfang og metoder for utførelse av forundersøkelser. Ingeniørgeologi er et ungt fag i Norge, og har til en viss grad kommet "inn bakvegen", dvs. at byggherrer og entreprenører gradvis har innsett behovet for faget. Professor Rolf Selmer-Olsen har tidligere gjennom en årrekke foretatt "brannutrykninger" til en rekke tunnelanlegg med vanskeligheter på stuff, og har ved dette vist hvilken betydning praktisk bruk av geologi kan gi. Jeg tror professor Selmer-Olsen kan fortelle mange eksempler fra tilfelle der en kunne spart store summer hadde en bare utført fornuftige forundersøkelser i tide.

Norsk Standard 3480 Geoteknisk prosjektering ble vedtatt i 1988. Den vil kunne få innvirkning ikke bare på utførelse av beregninger og rapportering, men også på forundersøkelser. Dette vil også bli nærmere omtalt.

HVORFOR FORETAR VI GRUNNUNDERSØKELSER?

Hensikten med å utføre forundersøkelser før bygging av tunneler eller andre bergrom, er å finne ut hvilken innvirkning grunnforholdene vil kunne få eller gi for bygging eller drift av anlegget.

For en rasjonell utnyttelse av byggematerialer i konstruksjoner, kreves det kjennskap til materialenes tekniske egenskaper. Som for andre materialer som benyttes i byggebransjen, bør en bergmasse også angis med visse egenskaper som karakteriserer denne. Eksempelvis betegnes betongkvaliteten etter trykkfasthet (C25 etc.), stål etter strekkfasthet osv. Ser vi nærmere på den konstruktive bruken av bergmasser, vil vi imidlertid finne at dette materialet har endel spesielle forhold sammenlignet med tradisjonelle materialer som stål, betong etc.. Dette er særlig forårsaket av:

* Bergmasser benyttes både som byggemateriale (til bergrom) og til bearbeiding (boring & sprengning, fullprofilboring , fresing).

  Resultat: Det er flere egenskaper eller forhold ved bergmasser som har betydning for tunneldrift og som derfor må undersøkes.

* En bergmasse er et inhomogent materiale, og sammensatt av flere ulike elementer enn andre byggematerialer. Samtidig er det utsatt for ulike ytre påkjenninger.

Resultat: Egenskapene til bergmasser er vesentlig mer komplisert å måle enn tilfelle er for andre byggematerialer. Enkelte egenskaper lar seg faktisk ikke måles, og det må derfor ofte benyttes erfaringsdata i vurderinger og beregninger.

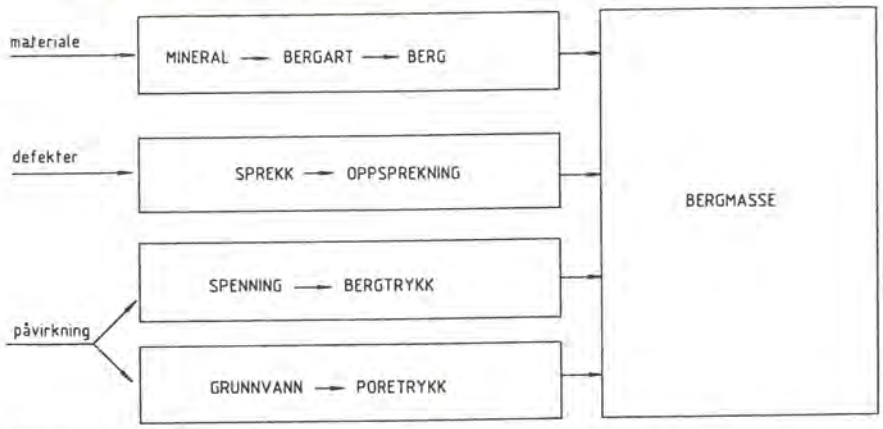


Fig.1. Som det fremgår av denne figuren hentet fra "Håndbok i ingeniørgeologi - berg" består en bergmasse av flere parametre som innvirker på dens egenskaper på ulik måte.

Disse forholdene gjør at grunnundersøkelser ofte er dyre å utføre, samtidig som de heller ikke gir entydige opplysninger om materialtekniske egenskaper. Tunnelbygging her derfor i stort monn blitt basert på erfaringer; og de vurderinger som foretas, er som regel et resultat av subjektivt skjønn fra de involverte fagfolk. Ut fra de erfaringer vi har fra våre anlegg, har det inntil idag sjelden vært ansett nødvendig med beregninger.

HVA ER NØDVENDIG AV GRUNNUNDERSØKELSER?

I Norge er vi - ifølge mange utenlandske kollegaer, så heldig å ha en berggrunn som består av bare "gode" bergarter som kan bearbeides omtrent som smør. Selv om vi vet bedre, skal vi ikke underslå at geologien i våre anlegg er forholdsvis ensartet. Med få unntak driver vi i harde bergarter der bearbeidelse eller driving foregår på tradisjonell måte fra anlegg til anlegg uten fare for slike store overraskelser som har forekommet i andre land. Den erfaring som er ervervet fra tidligere anlegg er med fordel blitt benyttet uten at det er blitt ansett nødvendig å foreta omfattende grunnundersøkelser.

Selv med vår "gode" berggrunn har vi imidlertid erfart at grunnforholdene stedvis kan variere sterkt, hvilket for enkelte anlegg har gitt store utslag på tunnelkostnadene. Såkalt "dårlig fjell" har i mange tilfelle flerdoblet kostnadene til stabilitetssikring, samt ført til lange utsettelser. I den forbindelse kan nevnes Rendalen kraftverk (1966-71) der kostnadene ble vesentlig høyere grunnet økt sikringsomfang. 30% av tilløpstunnelen ble utstøpt i tillegg ble 45% sikret med sprøytebetong. For overføring Otra (1979-82) ble kostnadene omtrent fordoblet på grunn av store vannlekkasjer under

tunneldrivingen samt økt sikringsomfang. Mye av de økte kostnadene ble forårsaket av den forsering som ble nødvendig for å ta inn igjen tapt tid på grunn av økt sikring og injeksjon.

Den istiden Norge hadde har betydd mye når det gjelder grunnundersøkelser. Ikke bare har isen fjernet sonen av forvtrede eller omvandlete bergarter i fjelloverflaten. Den har også etterlatt relativt lite løsmasser samt at erosjonen har eksponert et "bilde" av de grunnforholdene som finnes. Ved hjelp av overflateobservasjoner kan således mye av de geologiske forholdene for anleggsvirksomhet påvises. Dette har spart oss for store utgifter til grunnundersøkelser; i Norge har kostnadene til forundersøkelser for tunnelanlegg ligget på fra under 0.1 % til vel 5 % av tunnelkostnadene. Størst innsats gjøres for de undersjøiske tunnelene der "geologien" er skjult av vann. For de fleste andre tunneler er det sjelden at grunnundersøkelsene utgjør mer enn 0,5 %.

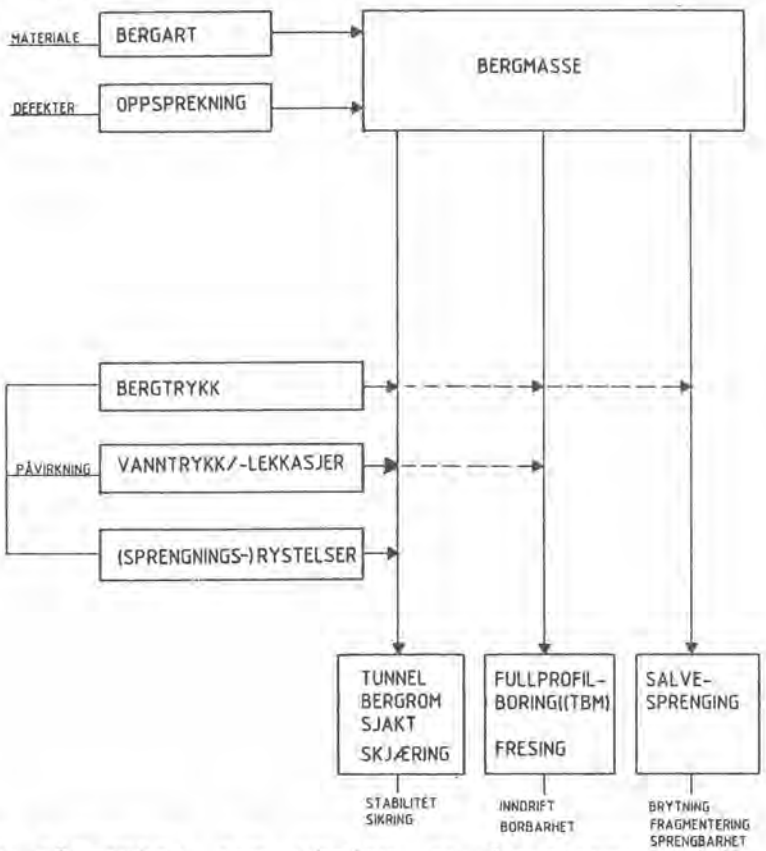


Fig.2 De elementer som utgjør en bergmasse og de faktorene som påvirker denne virker forskjellig inn på de ulike anvendelser av berget. Stiplet strek angir mindre innvirkning.

FORUNDERSØKELSENE BØR TILPASSES PROSJEKTET OG DEN FASEN DET BEFINNER SEG I

Inntil 1988 har det ikke foreligget noen norm eller krav til forundersøkelsene. Det har vært den enkelte ingeniørgeolog som har angitt omfanget og hvilke metoder undersøkelsen skulle bestå av.

Fig. 3. Store besparelser kan lettest oppnås i de tidligere faser av et prosjekt.

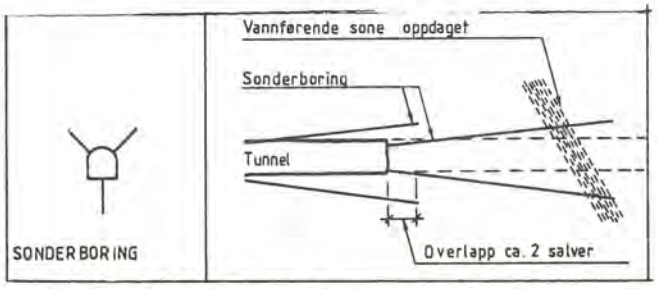


Fig. 4. Sonderboring foran stuff under tunneldrivingen er én form for detaljerte forundersøkelser. Metoden er særlig benyttet ved undersjøiske tunnelprosjekt.

Et tunnelprosjekt har vanligvis følgende hovedfaser med tilsvarende krav til hva grunnundersøkelsene skal gi svar på:

FASE	GRUNNUNDERSØKELSER	
	KRAV TIL RESULTAT	UTFØRELSE
1. Ide	Hvorvidt prosjektet synes teknisk realiserbart.	Studier av eksisterende geo-data.
beslutningg om videreføring av planleggingen taes		
2. Forprosjekt	Grunnlag for grov kostnadskalkyle (±30 - 40%).	Befaring.
3. Gjennomførbarhet (hovedplan, konsesjonssøknad)	Hvorvidt prosjektet kan gjennom føres innenfor akseptabel tid og kostnad. Påvise egnede områder som berøres (påhugg etc.)	Grov geo-kartlegging av aktuelt område. Enkle undersøkelser eller prøvetaking.
beslutning om bygging taes		
4. Detaljering Anbud	Hvilke egenskaper ved berggrunnen som vil kunne få betydning for prosjektet. Valg av tunneltrase og drivemetode. Overslag av byggetid og -kostnader (± 10-20%).	Detaljert geo-kartlegging. Feltundersøkelser Prøvetaking, laboratorieundersøkelser
5. Bygging	Hvorvidt grunnforholdene stemmer overens med det som var antatt.	Sonderboring. Tunnelkartlegging, oppfølging av drivemetode.
6. Drift	Hvorvidt grunnforholdene forandres under bruk av anlegget.	Befaring til anlegget.

FORUNDERSØKELSER

Tabell 1. Vanlige krav til utførelse og til resultat av grunnundersøkelser i de ulike faser av at prosjekt.

For enkelte marginale prosjekter kan det forekomme at opplegget av grunnundersøkelser må forandres noe i forhold til vanlig opplegg. Årsaken er at slike prosjekter ikke tåler en større økning av kostnadene. Dette medfører at de geologiske forholdene for gjennomførbarhetsstadiet må undersøkes bedre enn angitt over forat beslutning kan tas med tilstrekklig sikkerhet om at grunnforholdene ikke gir kostnadsøkninger som "ødelegger" prosjektet.

UTFØRERER VI GRUNNUNDERSØKELSENE FORNUFTIG?

Grunnundersøkelsene bør generelt tilpasses slik at en får undersøkt de forholdene ved berggrunnen som har størst innvirkning på kostnadene av anlegget sett i relasjon til den fasen undersøkelsene befinner seg i.

Som det fremgår av tabell 1 vil de mest omfattende grunnundersøkelsene normalt måtte foretas i **detaljeringsfasen**. Da skal endelig trasé velges, samt beslutning om drivemetode tas. Dataene fra gunnundersøkelsene skal benyttes til kostnadsoverslag med usikkerhet ±10-20 %, samt at de skal danne grunnlaget for anbudsspesifikasjoner. For dette må det foreligge opplysninger fra hele det aktuelle området av de egenskaper ved bergmassene som har betydning for prosjektet og de arbeider som skal utføres.

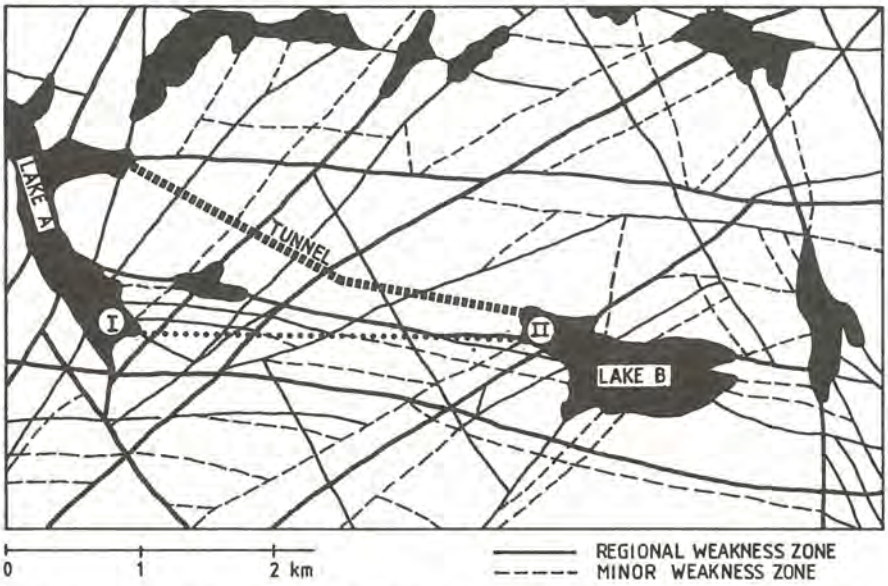


Fig.5. En av de viktigere formålene ved forundersøkelsene er å kunne finne egnet lokalisering av tunnelen. Kjennskap til regionale geologiske forhold kan være viktig for å kunne vurdere om en eventuell flytting av tunneltraseen kan gi besparelser. Det fremgår av figuren at ved å flytte tunnelen fra den korteste rette traséen mellom vannene, kan lengden av svakhetssoner langs tunnelen reduseres fra vel 500 m til ca. 100 m mot at tunnelen blir 300 m lengre.

I **gjennomførbarhetsfasen** er kravet til dokumentasjon vanligvis mindre. Her er det vanligvis tilstrekklig med et grovere kostnadsoverslag. Ettersom tunneltraséen ikke må bestemmes endelig i denne fasen, er det oftest ikke nødvendig å gå så mye i detalj som noen gjør. I og med at beslutning om bygging ikke er tatt (og utgiftene til undersøkelsene muligens kan være bortkastet), bør bruken av dyre forundersøkelser unngås i den grad det er forsvarlig.

For en del prosjekter - blant annet undersjøiske tunneler som er tenkt bompengefinansiert - ser vi at det tildels utføres kostbare forundersøkelser til og med på forprosjektstadiet før tilstrekklige finansierings- og trafikkanalyser er utført. Risikoen er da stor for at disse analysene avdekker at prosjektene ikke har livets rett, uavhengig av grunnforholdene, slik at pengene til undersøkelsene er bortkastet.

I Norge er kanskje **refraksjonsseismikk** den mest benyttede metode til forundersøkelser i tillegg til geo-kartlegging. Denne metoden har vist seg å gi meget anvendelige resultater etter bruk gjennom flere år. Troen på metoden synes imidlertid hos mange å overstige det den faktisk kan gi av informasjon om berg-forholdene. Vi må ikke glemme at dette er en geofysisk metode med de begrensninger det innebærer at den kun angir berg-hastigheter. Det er først etter tolkning av de ulike hastigheter som er målt, at forventet bergkvalitet kan antydes. I en slik tolkning er data fra de geologiske og topografiske forholdene i området viktig input.

Vi har sett at det fra enkelte byggherrer er stilt krav til at seismikk skal benyttes uavhengig av de faktiske geologiske og topografiske forholdene på stedet, tildels også tidlig i prosjektfasen. Dersom det taes mer hensyn til metodens fortrinn og begrensninger samt de geologiske forholdene, burde bruken av seismikk kunne nyanseres og utnyttes bedre.

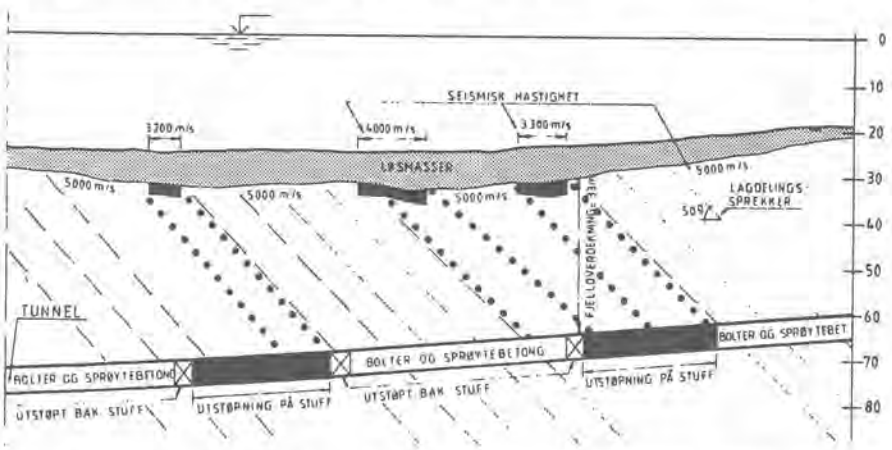


Fig. 6. Berggrunnen kan ofte være annerledes enn det en umiddelbart skulle tro ut fra de seismiske berg-hastigheter. Eksemplet er hentet fra Vardø-tunnelen der det var nødvendig med utstøpning eller annen omfattende sikring selv i områder med høye seismiske hastigheter (5000 m/s).

Kjerneboringer er forholdvis lite anvendt i Norge, mye fordi grunnforholdene som nevnt "ligger i dagen" og det har vært ansett tilstrekklig med de opplysninger geo-kartlegging gir . Der denne metoden har blitt anvendt, hender det at logging av kjernene er blitt forsømt. Kjerneboring er en dyr undersøkelsesmetode og det burde si seg selv at en da tok seg det lille bryderiet og kostnadene det medfører å foreta en skikkelig logging. Dette ikke minst fordi informasjon av de bergmassene borhullet penetrerer, gir viktige opplysninger som kan benyttes i vurderinger og beregninger av bergmassene generelt. Dette er nærmere omtalt i neste kapittel.

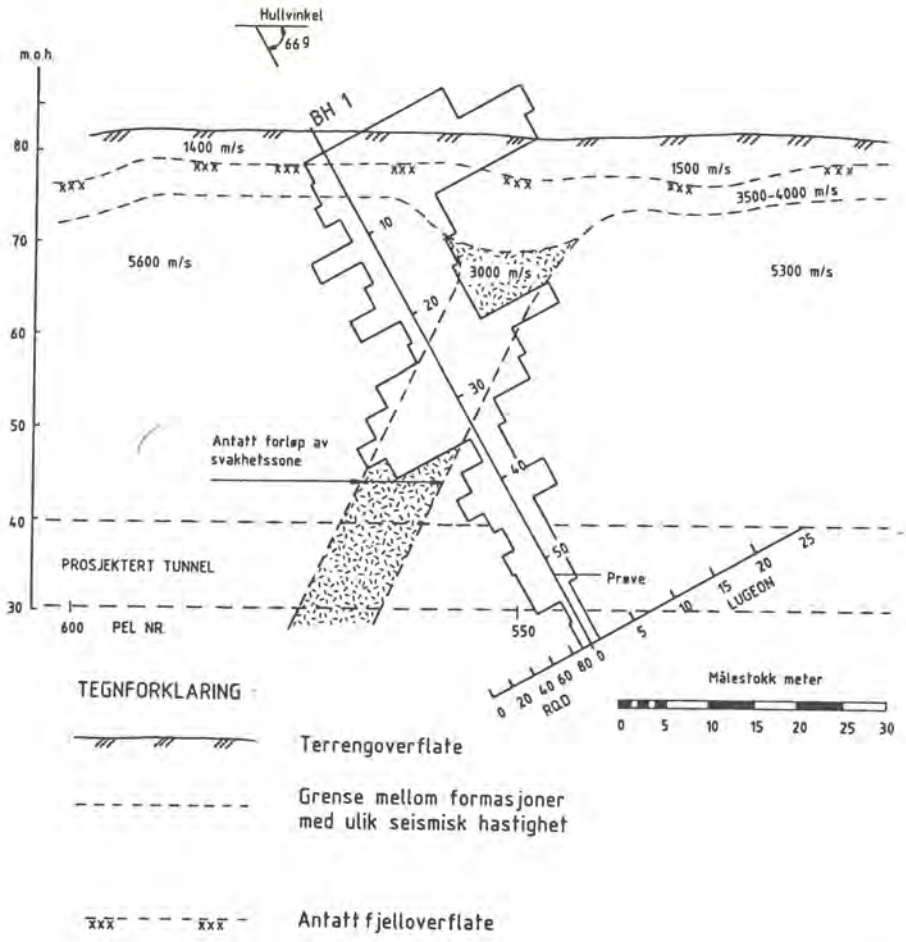


Fig.7. Kombinasjon av refraksjonsseismikk og kjerneboringer kan gi god informasjon om bergforholdene forutsatt at fornuftig registrering og behandling av fremkomne data utføres. Her er svakhetssonen først påvist ved seismikk og senere bekreftet ved kjerneboring som samtidig kan gi informasjon om sonens fall. (Kilde: Håndbok ingeniørgeologi - berg)

NOEN KOMMENTARER TIL UTFØRELSEN AV GRUNNUNDERSØKELSER

I ingeniørgeologisk undervisning er det lagt stor vekt på svakhetssoner, da disse lokalt sett influerer sterkt på både kostnader og byggetid for tunnelanlegg. Vi praktiserende ingeniørgeologer har derfor lett for å konsentrere oss vel mye om slike soner på bekostning av de generelle bergmasser som det meste av tunnelen skal gå i. Ser vi på erfaringene fra norske tunneler, viser det seg at svakhetssoner normalt utgjør under 5% av tunnellengden. Selv om driving gjennom svakhetssoner ofte koster 3-5 ganger så mye som normalt, vil allikevel den kostnaden slike soner utgjør, totalt sett bety relativt lite.

Et eksempel på at de generelle bergforholdene kan være av stor betydning for omfanget av sikringomkostninger, er Vardø-tunnelen:

> Her var det gjennomgående såkalt "dårlige" generelle stabilitetsforhold langs mesteparten av tunnelen, pga. en meget tett, planparallell oppsprekning. Sikringskostnadene utgjorde i gjennomsnitt over 2 ganger sprengningsprisen, hvorav svakhetssoner - som forekom langs hele 15 % av tunnellengden - bare utgjorde ca 35 % av sikringskostnadene.

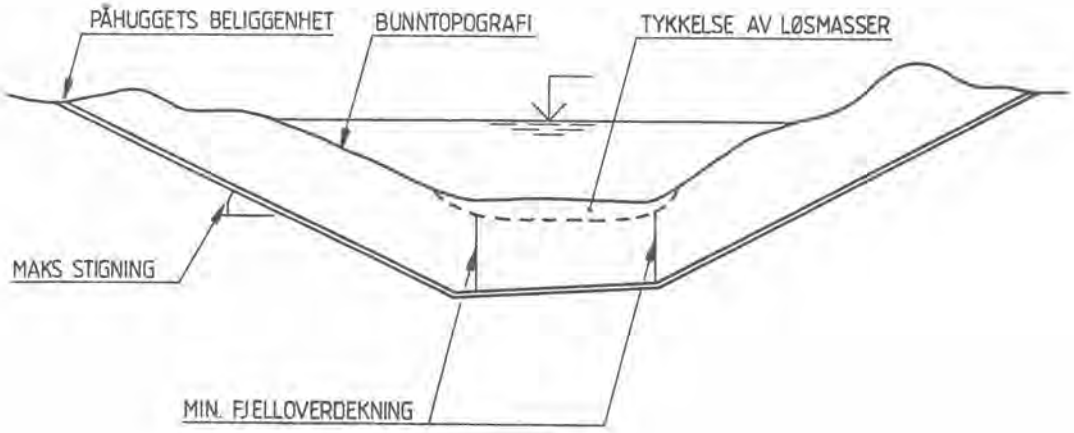


Fig.8. Dersom grunnundersøkelsene for en undersjøisk tunnel kan gi data som bevirker at tunnelen med sikkerhet kan heves 1 m i lavbrekkene, kan i mange tilfelle tunnelen (med 80 o/oo stigning) gjøres 25 meter kortere. Mellom 0.75 og 1 mill. kroner kan derved spares, hvilket ofte kan være langt mer en grunnundersøkelsene koster for å dokumentere bergforholdene på de aktuelle stedene.

Et annet eksempel:

For en tunnel der svakhetssoner utgjør 5% av tunnellengden vil en bom på 1 bolt pr. tunnelmeter (500 kr) i kostnadsoverslaget på på den delen som er utenom svakhetssoner bety omtrent det samme som en bom på 10 000 kr/tunnelmeter i svakhetssonen:

-kostnader i svakhetssonen 5% x 10 000 = 500 kr/m i snitt
-kostnader ellers 95% x 500 = 475 kr/m i snitt.

Omfanget og kostnadene av grunnundersøkelsene bør alltid veies mot hva de kan gi av besparelser og sikkerhet.

HVILKEN INNVIRKNING VIL NS 3480 FÅ FOR UTFØRELSE AV FORUNDERSØKELSER?

På vårparten iår ble "NS 3480 Geoteknisk prosjektering" vedtatt. Det er å vente at denne etterhvert vil bli benyttet som norm også for forundersøkelser. Ifølge NS 3480 skal de ulike prosjekter defineres med hensyn til skadekonsekvensklasse, mens grunnforholdene defineres ut fra vanskelighetsgrad.

Skadekonsekvensklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
Mindre alvorlig	1	1	2
Alvorlig	1	2	2
Meget alvorlig	2	2	3

Geoteknisk prosjektklasse skal være bestemmende for innsatsen ved

- fremskaffelse av grunnlagsdata (punkt 7)
- prosjektering (punkt 8)

og for omfang av

- kontroll av geotekniske arbeider i byggefasen (punkt 8.5)
- prosjekteringskontroll (punkt 9)

Tabell 2. Bestemmelse av geoteknisk prosjektklasse på grunnlag av vanskelighetsgrad og skadekonsekvensklasse.

Prosjektklassen er bestemmende for omfang og innsats av forundersøkelser for å skaffe tilstrekklige data for dimenensjoneringer og beregninger. Dette innebærer at de ulike bergartsparametre må tallfestes for å kunne benyttes i beregningene slik det i mange andre land gjøres idag. Norske ingeniørgeologer må altså etter dette blant annet benytte seg av eksisterende klassifikasjonssystemer for beregning av stabilitetssikring, det være seg Q-systemet utviklet av Norges geotekniske institutt eller RMR (Rock Mass Rating) metoden utviklet opprinnelig i Sør-Afrika av Z.T.Bieniawski. Inntil idag har det vært en utbredt oppfatning i Norge at en skal søke å unngå å tallfeste de

vurderinger som gjøres. Dette medfører videre at våre beskrivelser av bergmasser må forbedres for å angi grunnforholdene mer eksakt.

Betegnelser som:

"middels godt berg"

"granitten kan sammenlignes med den som finnes på den andre siden av fjorden"

"bergartene har god stabilitet"

"vanlig gneis"

er lite egnet til å beskrive grunnforhold for bruk til dimensjoneringer og beregninger.

Også grunnundersøkelsene må tilpasses slik at den informasjonen de gir, kan tallfestes for bruk i beregninger og dimensjoneringer. Det er sannsynlig at omfanget av forundersøkelser for mange anlegg vil måtte økes, sammenlignet med idag, forat intensjonene i NS 3480 skal kunne oppfylles.

Fig.9. Undersøkelser av grunnforholdene for fullprofilborete og freste tunneler krever vanligvis større innsats av forundersøkelser enn for sprengte tunneler fordi bergartsfordeling må dokumenteres bedre. Konsekvenser ved feil prognose for fullprofilboring kan gi store kostnadsøkninger. I bergarter som ligger på grensen av det som kan lønne seg å fullprofilbore, settes det store krav til dokumentasjonen av bergmassens parametre.

UNDERSJØISKE TUNNELER. INGENIØRGEOLOGISKE PROGNOSER OG DRIFTSERFARINGER

Sub-sea tunnels. Geotechnical prognosis and experience from construction.

Siviling. Tore S. Dahlø
SINTEF, Avd. for bergteknikk

SAMMENDRAG

I tiden 1974 - 1987 ble det drevet over 15 km med tunneler under norske fjorder og sund. En systematisk analyse av materiale fra de 10 viktigste tunnelanleggene ble utført ved SINTEF i 1987. Noen resultater er presentert i det følgende. Det er lagt vekt på ingeniørgeologiske forhold, og særlig i hvilken grad utførte forundersøkelser har resultert i brukbare prognoser for tunnelarbeidene.

Typisk for alle tunnelanleggene er at sikringsarbeidene ble undervurdert i prognosene. Sikringskostnadene er høyere enn sprengningskostnadene (inklusiv utlasting) for over halvparten av anleggene. Mer eller mindre alvorlige tilfelle av ras på stuff har forekommet, og i et tilfelle var det nødvendig å drive "by-pass" tilsvarende ca. 60 % av den undersjøiske lengden pga. ras etter at tunnelen var tatt i bruk.

Det er fortsatt behov for forbedringer, særlig når det gjelder metoder for å komme fram til nøyaktige prognoser og når det gjelder å ivareta stabilitetssikringen ved drift gjennom svakhetssoner.

SUMMARY

From 1974 to 1987, ten sub-sea tunnels have been constructed in Norway with a total length of about 15.5 km under water. Experience gained from these projects was documented by SINTEF in 1987.

It is found that rock reinforcement and sealing work generally exceeds the predicted scope, occasionally by as much as 100 %.

Improvements in the accuracy of geotechnical prediction are still feasible. Rock reinforcement during excavation through major fault zones is another problem that should be given high priority.

INNLEDNING

En systematisk gjennomgang av erfaringene fra de større undersjøiske tunnelene som var ferdigstilt pr utgangen av 1987 er utført ved SINTEF. Arbeidet har foregått i nært samarbeid med de respektive eiere, rådgivende ingeniører og entreprenører som omtalt i foredrag nr. 5 på årets Fjellsprengningskonferanse. Det vises således til tidligere foredrag av Bjørn Nilsen for mer generelle opplysninger om prosjektet og de enkelte tunnelanlegg. For detaljerte opplysninger vises det til de i alt 12 rapporter som er utarbeidet, og som er tilgjengelige via SINTEF.

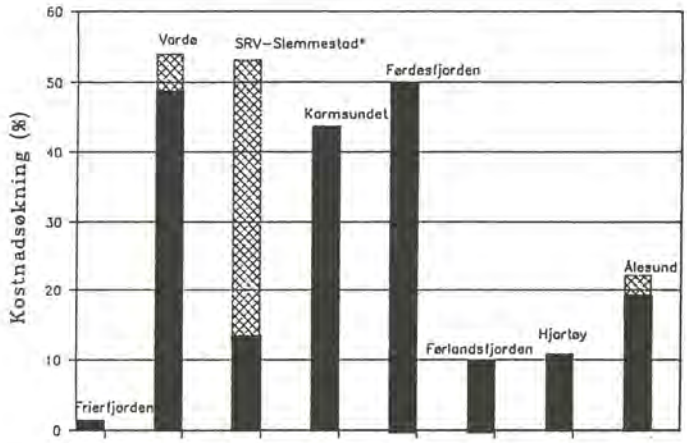
Den delen av prosjektarbeidet som har foregått ved SINTEF Avdeling for bergteknikk har primært gått på å framskaffe en systematisk oversikt av erfaringsdata fra gjennomførte tunnelprosjekt. Basert på det grunnlagsmaterialet som dermed framkom er prognosene fra forundersøkelsene (eksempelvis tallfestet gjennom mengdelister i anbudsdokumentene) sammenlignet med driftserfaringene (utført sikring etc.) fra tunneldrivingen. Det er videre forsøkt funnet forklaringer på noen av de til dels store avvikene som er påvist.

TABELL 1: Enkelte nøkkeltall for tunnelanleggene

TUNNEL	FERDIG	GEOLOGI	TVERRSNITT	LENGDER		LAV-	OVER-
				Totalt	Under sjø	NIVÅ	DEKNING
Vollsfj.	77	Prekambr.	16	9.390	625	-80	28
Frierfj.	77	Prekambr. + kambrosilur	16	3.580	3.075	-252	48
Vardø	81	Eokambrium	53	2.613	1.660	-88	32
SRV	82	Kambrosilur	10	970	770	-93	10-15*
Karmsundet	83	Prekambrium + kaledon	27	4.760	2.100	-180	56
Førdesfj.	83	Prekambrium	27	3.370	1.580	-170	46
Førlandsfj	83	Prekambrium	27	3.910	1.020	-160	55
Hjartøy	86	Prekambrium	26	2.332	1.750	-105	38*
Ellingsøyf.	87	Prekambrium	68	3.510	1.125	-140	38
Valderh.	87	Prekambrium	68	4.210	2.165	-137	30

* Utslag ikke medtatt

Det synes å være en utbredt oppfatning at prosjektering og driving av undersjøiske tunneler er en kurant affære. Resultatene fra utførte anlegg tilsier imidlertid det motsatte.



Figur 1: Kostnadsøkning for ferdig sikret tunnel pga. feilaktige sikringsprognoser.

En sammenligning mellom prognoser og driftserfaringer viser ofte økte sikringsmengder som alene tilsvarer ca. 50 % fordyrelse på ferdig tunnel (før eventuell veibane, installasjoner etc.).

Kostnadsøkningen er angitt med to alternative størrelser for veitunnelene. Dette er gjort for bedre å sammenligne anleggene, hensyn tatt til hvordan utlastingen er kostnadsført (NS3420 kontra Prossesskoden). For SRV-tunnelen er sikringsprognosene uklare idet et høyt tillegg var antydet ved eventuell frysing gjennom en svakhetssone.

Det framgår klart at de prognosene som har vært utviklet i betydelig grad har undervurdert de ingeniørgeologiske problemene. Konsekvensene er feilaktig beslutningsunderlag ved planleggingen samt fordyrelser under byggingen. Kontraktsgrunnlaget vil i praksis kunne bli av mindre verdi og store deler av arbeidene vil måtte utføres som regningsarbeide eller gjennom improviserte bonusavtaler dersom det ikke i tilstrekkelig grad tas hensyn til usikkerhet i prognosene som danner kontraksgrunnlaget.

FORUNDERSØKELSER OG PROGNOSER

I tillegg til generelt bakgrunnsmateriale (regional geologi, data fra nærliggende/sammenlignbare anlegg etc.), baserer prognosene for undersjøiske tunneler seg på tolkning og ekstrapolering av materiale hentet ved ingeniørgeologisk kartlegging på land.

Dette er så supplert med data fra mer eller mindre systematisk geofysisk kartlegging og eventuell kjerneboring.

Omfanget av forundersøkelser ved de enkelte anleggene er vist i tabell 2. Endelig kostnad for de forundersøkelsene som er utført ligger på ca. 2.400 - 5.400 kr pr meter undersjøisk tunnel (prisnivå 1987), dvs. et typisk variasjonsområde ± 1.500 kr/1m.

TABELL 2: Omfang og kostnader for forundersøkelser. Fordelt på løpemeter tunnel under sjøen.

TUNNEL	AKUSTIKK m/1m	SEISMIKK m/1m	KJERNEBORING m/1m	KOSTNAD kr/1m
Vollsfjorden	*	3,6	1,8	*
Frierfjorden	*	1,7	0	*
Vardø	46	7,7	0,4	5.280
SRV - Slemmestad	*	>1,1	0,2	*
Karmsundet	41	2,7	0,3	4.600**
Førdesfjorden	25	3,5	0,3	4.600**
Førlandsfjorden	26	3,4	0,3	4.600**
Hjartøy	0	3,6	0,4	5.430
Ellingsøyfjorden	**	1,6	0,0	2.390**
Valderhaugfjorden	**	2,9	0,0	2.390**

* Manglende dataunderlag
** Ikke fordelt mellom tunnelene

Mens det ved Vardø ble utført forundersøkelser over en periode på over 3 år, var tidsrommet ca. 4 måneder ved Karmøy/Kårstø.

Tabell 2 viser at det ikke ble utført tradisjonell akustisk profilering for Hjartøy. Det ble imidlertid foretatt "omfattende" sjøbunnsundersøkelser (batymetrisk kartlegging) vha. bla. presisjonsekkolodd, sidesøkende sonar og også stedvis ROV.

Det ble ikke utført kjerneboring for Frierfjordstunnelen pga. tilgjengelighet/kostnad som nevnt. For Ålesundtunnelene ble kjerneboring vurdert å være lite regningssvarende.

STABILITET OG SIKRING

Alle tunnelene er drevet med konvensjonell boring og sprengning. Den midlere netto inndrift har variert fra ca. 17 til 40 meter pr uke pr stuff. Ved hjelp av utvidet skiftsordning (med ca. 50 % økt

kapasitet) har prosjektene som regel blitt utført innen fastsatte frist til tross for større arbeisdomsfang enn forutsatt.

Som en sikkerhetsprosedyre under driving gjennomføres systematisk sonderboring foran stuff, se Tabell 3. I tillegg til normal slaghammerboring vha. riggen utføres vanligvis kjerneboring når større stabilitesproblemer er ventet.

TABELL 3: Undersøkelser foran stuff

TUNNEL	UTFØRT FOR TUNNELANDEL	SONDERING (bm/tunnelmeter) SLAGHAMMER	KJERNEBOR
Vollsfjorden	*	*	*
Frierfjorden	*	2,93	*
Vardø	94%	*	0,59
SRV - Slemmestad	84%	3,62	*
Karmsundet	100%	3,80	0,04
Førdesfjorden	100%	4,49	0,07
Førlandsfjorden	100%	3,90	0,08
Hjartøy	94%	4,66	0,13
Ellingsøyfjorden	66%	3,60	0,03
Valderhaugfjorden	65%	3,62	0,01

* Manglende data

I forhold til nevnte variasjonsområde ± 1.500 kr/1m tunnel ved forundersøkelsene, blir typisk variasjonsområde for undersøkelser foran stuff i størrelsesorden kun 10 % (± 150 kr/1m). Kostnadene er relativt beskjedne, i størrelsesorden 200 - 500 kr pr løpemeter tunnel. Undersøkelsesboringen er følgelig en rimelig forsikring, som i noen grad kan erstatte kostbare forundersøkelser.

Sonderboring foran stuff har klart hatt betydning som vannsikring. I hvilken grad sonderboringene har bidratt til å ivareta stabilitetsforholdene er noe mer usikkert.

Det er flere av anleggene som har erfart mer eller mindre urovekkende rastendenser. Det er således enklest å liste opp ved hvilke anlegg rastendenser er ukjent, nemlig kun 4 av de 10 tunnelene (Førdesfjorden, Førlandsfjorden, Hjartøy og Valderhaugfjorden ved Ålesund).

De alvorligste stabilitetsproblemene skyldes kombinasjoner av svelleleire, kloritt og/eller talk med vann. Her nevnes eksempel fra

- Vollsfjordtunnelen. Tunnelen raste sammen i flere partier etter at den først var tatt i bruk (vanntunnel). I et parti med ca. 40 m fjelloverdekning er det kjent at raset forplantet seg helt opp til dagen ("piping") da det ble gjort forsøk på utlasting i rasmassene. En innsynkning i løsmassene over tunnelen kunne observeres (innenfor strandlinja). Raset skjedde i en totalt 3 - 4 m mektig knusningssone med 0,5 - 2 m mektig leirrik del (svelleleire, svelletrykk 1 MPa), hvor sikringen besto av 200 - 250 mm dobbeltarmert sprøytebetong (C25). Vanntapsmåling i kjerneborhull (forundersøkelsene) hadde vist typisk permeabilitet 5 - 12 Lugeon i sonen. Det var påvist både kloritt og kalkspat i tillegg til leire ved kjerneboringene (forundersøkelsene.)

  Under Vollsfjorden ble det drevet en 380 m bypass-tunnel (ca. 60% av undersjøisk lengde) gjennom et område med flere mindre og ett større ras i sprøyebetongsikrede partier. Hovedraset skjedde i en "granittgang med leire på stikkflatene"; permeabiliteten i kjerneborhullet her var ca. 7 - 8 Lugeon, og det var påvist maksimalt 0,5 m sleppefyllinger med montmorillonitt og kalkspat vha. kjeneborhull gjennom partiet (forundersøkelsene). Seismikken hadde vist en ca. 20 m mektig sone med hastighet 2.700 m/s.

- I Vardøtunnelen skjedde flere ras på stuff. I to tilfelle ble den såkalte "Vardø-metoden" benyttet, som bl.a innebærer (delvis) igjenstøping av stuffen. Det ene partiet tok 3 måneder å drive igjennom (30 m). Problemet var leirførende knusningsssoner med "middels" vann-lekkasje. Svakhetssonene var ventet etter forunder-søkelsene (hastigheter hhv. 2.500 m/s over et 30 m parti og 3.300 - 3.600 m/s over 10 - 15 m parti, ras ved sistnevnte), og kartlagt ved kjerneboring foran stuff.

- Fra Slemmestad-tunnelen er det kjent at ras skjedde fra usikret stuff under ei helg.

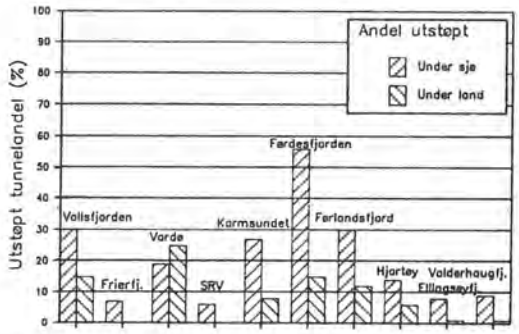
- I Karmsundtunnelen oppstod vannlekkasjer og klare tendenser til rasutvikling ved den 400 m mektige sonen med meta-sandsstein, og det ble foretatt en igjenstøping av stuffen. Meta-sandsteinen karakteriseres som en blanding av leire og finknust bergartsmateriale, med seismisk hastighet i størrelsesorden 3.100 - 3.500 m/s. Det ble delvis foretatt kjerneboring foran stuffen gjennom sonen.

- Under Ellingsøyfjorden (70 m²) raste det på stuff i et område hvor det var registrert flere lavhastighetssoner (ned mot 2.800 m/s). Det ble foretatt normal sonderboring foran stuff. Partiet er registrert med "middels" vannlekkasje, leire, kloritt og talk som sleppemateriale.

Problemene synes ikke å ha kommet direkte overraskende etter som svakhetssonene, i tillegg til å være ventet ut fra seismikkdata, også er kartlagt på forhånd vha. kjerneboring eller sonderboring. At kombinasjonen leire og vatn kan gi alvorlige stabilitetsproblemer er ellers ikke ukjent fra anlegg på land. Det synes likevel klart å eksistere et behov for bedre rutiner på dette punktet. At de potensielle raspartiene ofte også påtreffes i kritiske partier med minimal overdekning midtveis i tunnelen gjør problemet ikke mindre alvorlig.

Omfanget av stabilitetssikring i de enkelte tunnelene er generelt høyt. Minst problemer synes det å ha vært under Frierfjorden. For halvparten av tunnelene er det imidlertid sikret med sprøytebetong eller utstøpning over 65 - 80 % av tunnellengden, og da mest under Karmsundet. Det vises ellers til tidligere foredrag (5) av Bjørn Nilsen når det gjelder utførte sikringsarbeider i tunnelene.

Det er typisk at bergkvaliteten under sjøen er vesentlig dårligere enn under land. Som vist på Figur 2 er det generelt utstøpt dobbelt så stor del av tunnelstrekningene under sjø som under land.



Figur 2: Fordeling av sikringsstøp under sjø og land.

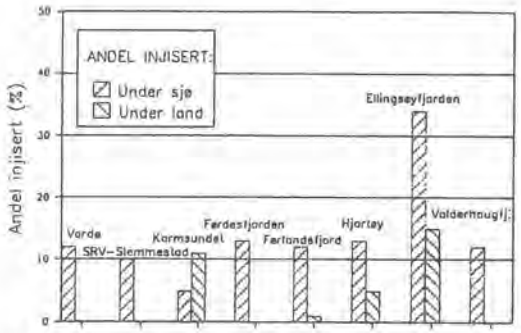
Fordelingen av injeksjonsarbeider viser den samme tendens til økt omfang under sjøen. Her kommer også inn at gradientene øker når tunnelen går mot dypet og overdekningen er konstant (liten).

Samtidig vil grunnvannsreservoaret under ei fjellkolle fort tømmes, i motsetning til under sjøen.

Tunnelen under Karmsundet er et unntak, med høyere andel injisert under land enn under sjøen. Her ble imidlertid det meste av injeksjon foretatt i kontakten mellom fyllitt og grunnfjellsgneis, dvs. i en antatt tektonisk kontakt/skyvesone.

Vanligvis har de største lekkasjene ikke skjedd i de store svakhetssonene under sjøen, men er påtruffet mer tilfeldig langs tunnelen. Høyeste vannlekkasje som er registrert skriver seg fra et parti under Aksla ved Ålesund.

Omfanget av vannsikring er sterkt varierende. Kanskje mest overraskende var det at mens det for Ellingsøyfjorden ble injisert over hele 22 % av totale tunnellengde (mest av samtlige tunneler), ble det under Valderhaugfjorden injisert over kun 6 % av lengden. Disse tunnelene ligger hhv. nordvest og sør for Ellingsøya ved Ålesund, med avstand maksimalt ca. 5 km mellom påhuggene (utenfor øya). Forholdet kan muligens forklares ut fra regionalgeologiske forhold, med forskjellig tektonikk (spenningsforhold/oppsprekking) under de to fjordkryssingene. Det ble imidlertid ikke foretatt noen form for permeabilitetsmålinger ved forundersøkelsene for disse to tunnelene.



Figur 3: Fordeling av injeksjonsarbeider under sjø og land.

Dersom det regnes på mengde injisert masse fordelt på injisert lengde, blir mengdene pr tunnelmeter i samme størrelsesorden for Vardø og Ellingsøyfjorden med ca. 450 kg/m injisert. For Karmsundet, Førdesfjord, Hjartøy og Valderhaug ligger mengdene i området 150 til 175 kg sement pr meter injisert.

AVVIK MELLOM PROGNOSE OG DRIFT

Prognoser for driving, injeksjon og sikring basert på data fra forundersøkelsene er sammenlignet med erfaringstall fra tunnelarbeidene. Det er da funnet en økning i omfang av det totale sikringsarbeid på opp til 110 % ut over kontraktens mengder. Sikringsomfanget har således vært vesentlig høyere enn forutsatt.

At avviket alltid gir økte totale mengder kan hevdes å skylde en stadig undervurdering av de ingeniørgeologiske problemene. Avviket er imidlertid størst når det gjelder sprøytebetong, og kan dermed ventelig ha sammenheng med økt bruk av sprøytebetong som alternativ til annen sikring.

TABELL 4: Avvik mellom prognosert og virkelig stabilitetssikring:

TUNNEL	E. RENSK	BOLTER	SPRØYTEBETONG	STØP
	(Avvik i % av prognosert omfang)			
Vollsfjorden	*	>+24	>+624	+53
Frierfjorden	*	-25	**	-36
Vardø	+90	+69	+150	+87
SRV - Slemmestad	*	*	*	*
Karmsundet	-63	+9	+498	+123
Førdesfjorden	-49	+72	+478	+217
Førlandsfjorden	-50	+59	+111	+40
Hjartøy	-58	-6	+138	+12
Ellingsøyfjorden	-78	+43	-33	-73
Valderhaugfjorden	-85	+11	+94	-60

* Manglende data
** Ufullstendige data

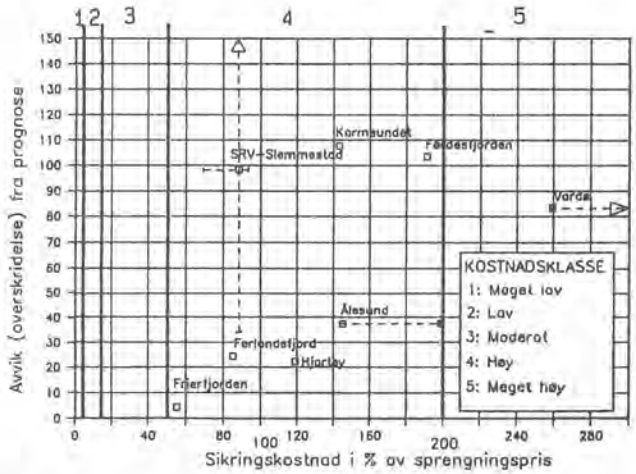
For Karmsund-tunnelen gikk det med 5 ganger så mye sprøytebetong som prognosert, mens omfanget av rensk ble mindre. Omfang av sikring med bolter ville imidlertid antakelig vært lavere dersom sprøytebetongen kun var erstatning for rensk. Som vist på Tabell 4 viser boltesikring også en økende tendens ut over prognosene, slik at det høye sikringsomfanget som kan konstateres ventelig i stor grad skyldes dårligere stabilitetsforhold enn forventet. Regionalgeologiske forhold/tektonikk kan muligens også forklare noe av de spesielt store avvikene for Karmsundet.

Andre forklaringer på generelt for lave prognoser kan være et økt omfang detaljsikring for å oppnå et høyere sikringsnivå enn tidligere, hvilket i så fall betinger en økt mengde sikring med sprøytebetong.

Av utstøpning er det utført mer enn det dobbelte i forhold til prognosene for to tunnelanlegg (Karmsundet og Førdesfjorden). Noe av avviket kan skyldes feil tolkning av de seismiske dataene. Det beste eksemplet er Karmsundet, hvor en 450 m mektig bergarts-horisont (meta-sandstein) viste seg å opptre som en eneste leirførende svakhetssone. Fra forundersøkelsene var denne svakhetssonen antatt ca. 70 m mektig (seismikkdata).

Med unntak av to tunneler viser totale lengde utstøpt under sjøen en bra korrelasjon med seismisk hastighet v ≤ 4.500 m/s. Bortsett fra SRV-tunnelen og Førdesfjorden ligger feilen innenfor ± 50 %. Ved Førdesfjorden ble det imidlertid ikke skutt seismiske tverr-profil, slik at flere svakhetssoner som krysser tunnelen med spiss vinkel vanskelig kunne oppdages ved forundersøkelsene. SRV-tunnelen er ellers spesiell; i tillegg til å ha minst tverr-snitt ligger tunnelen (og refererte seismikk) nær tvers på lagdelingen i en sedimentær bergart med utpreget skifrighet. Mens i størrelsesorden 55 % av tunnelen viser seismisk hastighet lavere enn 4.500 m/s, er kun 5 % utstøpt (bak stuff).

Det totale sikringsomfang og avvik fra prognoser for de under-sjøiske tunneler er vist på Figur 4. Ved å definere kostnads-klasser for fjellanlegg, basert på sikringskostnad som prosent av sprengningspris, kan anleggene sammenlignes. Det er benyttet en inndeling som vist i Bergmekanikkgruppens Håndbok i Ingeniør-geologi (Tapir 1985); forslag til klassifisering av sikrings-omkostninger i bergrom/tunnel.



Figur 4: Totalt avvik i sikringsmengder plottet mot sikringskostnad for tunnelene.

Kostnader for installasjoner, veibane etc. er holdt utenfor. Vanligvis vil sikringskostnadene ved vanntunneler på land ligge i området 10 - 30 % av sprengningsprisen, og plotter i klasse 2 til 3. De undersjøiske tunnelene plotter som vist i klasse 4 til 5.

Det framgår at sikringskostnadene for de undersjøiske tunnelene er langt høyere enn det en normalt har erfaring for. Som regel er sikringkostnadene høyere enn sprengningskostnadene, for Vardø i størrelsesorden 2,5 til 3 ganger sprengningskostnadene (avhengig av om utlasting medtas under sprengning eller ikke), dvs. sammenlignbart med full utstøping (bak stuff) over hele tunnelen.

Figuren viser at i de tilfellene sikringskostnadene har vært høyest har også avvikene fra prognosene vært størst. Det er nærmest en lineær sammenheng mellom sikringskostnad og avvik når sett bort fra de ekstreme tilfellene med i størrelsesorden 100 % feil prognose (SRV, Karmsundet og Førdesfjorden).
Dette indikerer at prognosene ikke har vært vesentlig forskjellige mph. totale sikringsomfang for de aktuelle anleggene.

SRV, Karmsundet og Førdesfjorden plotter i samme klasse for sikringskostnad som de øvrige tunnelene. Avviket for disse synes dermed å ha har sammenheng med at det i prognosene ble anslått mindre sikring enn for de øvrige tunnelene, mens fasit viste at sikringsomfanget ikke skulle bli så vesentlig forskjellig likevel.

Et naturlig spørsmål kan være hvorvidt de høye sikringskostnadene for undersjøiske tunneler skyldes omfanget av vannsikring. Dette er imidlertid i liten grad tilfelle. Det er kun for Frierfjorden at det er dokumentert tilnærmet like høy kostnad for vannsikring som for stabilitetssikring (ca. 45 % av sikringskostnadene var knyttet til sonderboring og injeksjon). Ellers ligger summen for sonderboring og injeksjon normalt på kun ca. 5 - 10 % av sikringskostnadene i de tilfelle der det totale sikringsomfang er høyt, økende til i størrelsesorden 20 - 30 % der det omfanget av stabilitetssikring er lavt i forhold til vannsikringen.

SLUTTKOMMENTARER

Prognosegrunnlaget har sine klare begrensninger. De undersjøiske områdene ligger gjerne under sjøbunnen fordi de har gjennomgått en vesentlig forskjellig tektonisk utvikling enn høydedragene på land, hvorfra det ingeniørgeologiske erfaringsgrunnlaget for en stor del tidligere er hentet.

Kartleggingen på land kan derfor kun i beskjeden grad gi grunnlag for sikre konklusjoner om forholdene under sjøbunnen. Generelt gir denne kartleggingen kun indikasjoner på hvilke forhold som kan

forventes i fjorden. Kanskje nesten like så viktig synes det å være å trekke de riktige konklusjonene basert på regional-geologiske, tektoniske forhold.

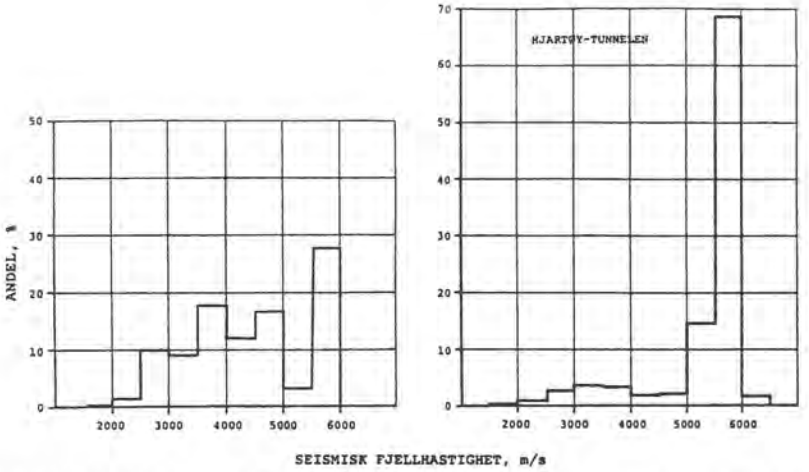
Resultatene fra akustiske målinger vil gi en brukbar oversikt over løsmassefordelig og fjelloverflatens morfologi, slik at de geologiske strukturene som dermed skimtes til en viss grad igjen kan gi grunnlag for mer målrettede detaljerte seismiske under-søkelser.

De ingeniørgeologiske prognosene er vesentlig basert på tolkninger av seismiske profiler. De seismiske undersøkelsene gir imidlertid kun (med en viss nøyaktighet) en fordeling av lydhastighet mellom utvalgte geofonplasseringer, og det er opp til den som utfører undersøkelsene å tolke signalene for å overføre resultatene til en geologisk modell.

Hva som rent fysisk påvirker den seismiske signalforplantningen blir ikke klarlagt. Dette kan være forhold knyttet til selve bergarten (eksempelvis bergartstype, kornstørrelse, tekstur, anisotropi, tetthet eller porøsitet), geokjemisk miljø, spennings-forhold, forvitring og oppsprekking (foliasjon, skifrighet, opp-sprekkingsgrad, sprekkebelegg, permeabilitet etc).

Dersom en forenklet antar at det er en fast lovmessighet slik at stabilitetsforhold/sikring i tunnelen er en ren funksjon av seismisk hastighet ("lavhastighetssone v < 4.000 m/s tilsier utstøpning"), vil dette raskt gi feilaktige prognoser. Dette kan illustreres vha. Figur 5, som gir en sammenligning mellom fordel-ing av seismiske hastigheter for tunnelene ved SRV og Hjartøy. I den førstnevnte, med overveiende lave seismiske hastigheter, ble det ikke utført utstøpning på stuff i det hele tatt, mens det for Hjartøy ble utstøpt ca. 11 % av tunnellengden på stuff. Sikrings-kostnadene (i % av drivekostnad) ble imidlertid ikke vesentlig forskjellig for de to anleggene (se Figur 4).

For å vurdere sikringsomfang for en tunnel med særlig nøyaktighet kreves et langt bedre datagrunnlag enn det som skissemessig framkommer ved tolkning av geologiske strukturer og seismiske hastigheter i enkelte profiler på sjøbunn. I enkelte tilfelle vil det være av stor hjelp å kjøre ett eller flere korte seismiske profil på land hvor geologien er bedre kjent for dermed å kunne "kalibrere" sjøprofilene. Seismikken kan imidlertid bli en kostbar post slik at det vil lønne seg å utarbeide ett kostnadseffektivt undersøkelsesprogram.



Figur 5: Fordeling av seismisk hastighet langs tunnelene ved SRV-Slemmestad og ilandføring til Hjartøy.

For å bedømme stabilitetsforhold er både svakhetssonenes karakter (oppknusningsgrad, mineralsammensetning, type og aktivitet for leirmineralene etc.) og ikke minst permeabilitet i og omkring svakhetssonen av avgjørende betydning. Det samme gjelder prognosene for vannsikring, hvor forhold som vanndyp og overdekning (gradient) også sterkt kommer inn. De nødvendige detaljopplysninger om bergmassen kan vanligvis kun framskaffes vha. kjerneboringer. Omfanget av kjerneboring vil imidlertid igjen være avhengig av tilgjengelighet/beliggenhet for de interessante områdene, samt ikke minst kostnader.

Det vil imidlertid alltid være begrenset i hvilken grad driftserfaringene vil stemme med prognosene fra forundersøkelsene. For å kompensere for usikkerheten bør det derfor gies åpning for en viss fleksibilitet i anbudsdokumentene, slik at eventuelle problemer underveis (pga. avvikende fjellforhold) ikke nødvendigvis må føre til improviserte endringer/nye avtaler under driveperioden.

Omfattende bruk av sonderboring foran stuff vil kunne erstatte deler av et kostbart forundersøkelsesprogram. Dette krever imidlertid et avpasset, fleksibelt opplegg for bl.a. å unngå unødig heft for tunneldrifta. Vanskelige partier som indikert vha. seismikk bør detaljkartlegges før tunnelen drives inn i eventuelle raspartier. Kjerneboring har imidlertid her sin begrensning, både mhp. tidsbehov, kostnader og egnethet til å innhente prøver i de dårligste partiene (kjernetap).

Mer eller mindre systematisk overvåkning av borsynk, farge på spylevann, problemer med fastboring og eventuelle vannlekkasjer innhentet ved normal sonderboring (slaghammerboring) gir heller ikke det nødvendige grunnlag for å vurdere stabilitet ved frisprengning av svakhetssoner.

Det synes å være et klart behov for nye teknikker når det gjelder sondering foran stuff. En eller flere geofysiske metoder for hurtig logging av sonderborhull vil måtte tas i bruk. Det finnes flere metoder tilgjengelig. Teknikken er under utvikling; det som behøves er å få tatt metoden i bruk slik at det nødvendige erfaringsgrunnlag framkommer og det kan trekkes full nytte av metoden.

REFERANSER

Delrapporter fra prosjekt "Undersjøiske tunneler"

Delprosjekt 1 - Forundersøkelser og Driving:

Delrapport 1.1: STF36 A87021, Vardø-tunnelen.
Delrapport 1.2: STF36 A87053, Karmøy-Kårstø-tunnelene.
Delrapport 1.3: STF36 A87062, Hjartøy-tunnelen.
Delrapport 1.4: STF36 A87073, Frierfjorden og Vollsfjorden.
Delrapport 1.5: STF36 A87103, Ålesund-tunnelene.
Delrapport 1.6: STF36 A87121, SRV - Slemmestad.
Delrapport 1.7: STF36 A87115, Sluttrapport.

Delprosjekt 2 - Sikringsmidler:

Delrapport 2.1: STF65 A87047, Vardø-tunnelen.
Delrapport 2.2: STF65 A87041, Karmøy-Kårstø-tunnelene.
Delrapport 3.3: STF65 A88002, Sluttrapport.

BETYDNING AV KONTURSPRENGNINGEN FOR STABILITET AV FJELLMASSIVET

Siviling. Karl Kure
Norges Geotekniske Institutt. P.b. 40 Tåsen, 0801 Oslo 8

SAMMENDRAG

Sprengningsmetoden influerer sterkt på behovet for sikring av sprengte fjellflater. Med dagens metoder for boring og sprengning under jord viser forsøk at fjellmassivet kan bli skadet helt opp til 1,5 m utenfor profilet.

Den riktigste måten å dimensjonere ladning og hullavstand i konturrasten på er å ta utgangspunkt i den sprengstoffmengde som veggen i borhullet kan utsettes for uten at knusning inntreffer. Den maksimale hullavstand som vil gi god avspalting og minimal skade bestemmes på grunnlag av borhullsdiameter og lokale bergartsforhold.

SUMMARY

The blasting method has a big influence on the neccesary rock support in tunnels and caverns. The drilling and blasting method in use undergound to day will in extreme situations cause damage in the rock mass up to 1,5 m outside the contourline.

The best way to determine the charge in contourholes is to start with the biggest charge that will not give a crushed zone in the borehole wall. The maximum spacing that guaranties a good spalling wiht minimum rock damage, has to be determined on the basis of borehole diameter and the local rock quality.

INNLEDNING

Når et hulrom utdrives i fjellmassivet, forandres spenningstilstanden i fjellet rundt hulrommet. Selve overflaten er etter utdrivingen spenningsfri. Avlastningen i fjelloverflaten har ført til høyere spenninger i fjellmassivet rundt hulrommet. Avhengig av bergartens fasthet og oppsprekningsgrad vil fjellmassivet forskyve seg inn mot hulrommet. Oppsprekningen og tektoniske spenninger bestemmer graden av nødvendig sikringsomfang. Sikringsomfanget influeres i tillegg vesentlig av drivemetoden.

SAMMENLIGNING AV DRIVEMETODE OG SIKRINGSOMFANG

Selv med det mest forsiktige konturssprengningsopplegg utsettes fjellmassivet rundt tunnelprofilet for kraftige rystelser. Kraftige ladninger i konturrasten fører i tillegg til rystelsesskader også til direkte oppsprekning innover i fjellet ut fra borpipene. I sterkt oppsprukket fjell vil sprenggasser også kunne følge sleppeplanene, utvide sprekkene og danne nye sprekker.

Ved fullprofilboring utsettes fjellmassivet også for rystelser, men denne driftsmetoden er langt mer skånsom mot fjellmassivet enn boring og sprengning.

Praksis viser at omfanget både av arbeidssikring og permanent sikring ved fullprofilboring er vesentlig mindre enn ved boring og sprengning. Dette kan illustreres med eksempler.

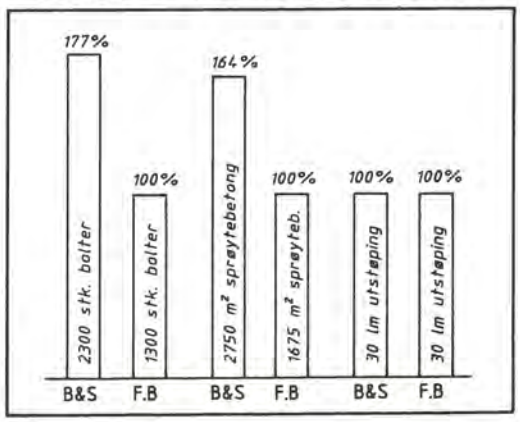
I den 7,6 km lange Svartistunnelen i Nordland ble det drevet 4,6 km med fullprofilbormaskin. Den delen av tunnelen som ble boret går i glimmergneis/glimmerskifer med mindre lag av marmor og metasandstein. Det ble boret med en diameter på 6,25 m. Tunnelen ble siden strosset ut til en bredde på vel 7 m.

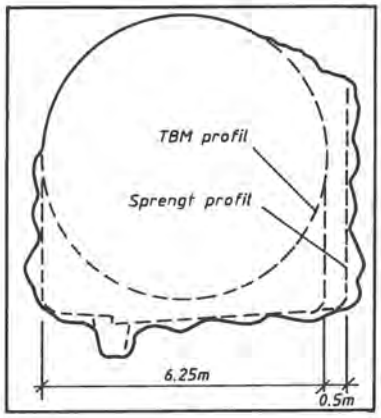
Etter boringen ble tunnelen kartlagt med henblikk på å bestemme sikringsomfanget.

Etter utstrossingen, som ble utført med boring og sprengning, ble tunnelen kartlagt på nytt. Detaljer angående kartleggingen er å finne i Eystein Grimstads foredrag på Bergmekanikkdagen i 1986.

Det fremgår av etterfølgende stolpediagram hvilket sikringsomfang som man anså nødvendig for den permanente sikring etter fullprofilboringen og hvilket etter utstrossingen. Tverrsnittsforskjellen før og etter utstrossingen er såpass liten at tunnelene kan betraktes som sammenlignbare.

Svartisentunnelen, sammenligning av nød. sikringstiltak





Om man regner sikringsomfanget som var nødvendig i den fullprofilborede tunnel lik 100%, ser man at det var nødvendig å sette inn 77% flere bolter og sprøyte 64% flere kvadratmeter sprøytebetong i tunnelen etter utstrossingen.

Gunnar Nord og Hakan Stille fra Skanska AB, Stockholm, har i et foredrag i Melbourne, mars 1987, sammenlignet sikringskostnader fra tunneldrift ved La Estrella-Los Valles kraftverk i Pannama. Tunnelen som ga grunnlag for sammenligningen hadde et tverrsnitt på 14 m² og en lengde på 3 km. Halvparten av lengden ble boret med fullprofilbormaskin og den andre halvparten boret og sprengt.

Som det fremgår av tabellene, gikk tunnelene gjennom vulkanske bergarter med til dels meget dårlig stabilitet.

Etter at driften var avsluttet, ble det satt opp en relativ kostnadssammenligning mellom utført sikringsarbeid i de to delene av tunnelen som var drevet på forskjellig måte.

Interessant for norske forhold er i første rekke fjellklassene 1, 2 og 3 etter Skanska's klassifiseringssystem. Man ser at sikringskostnadene gjennomgående var dobbelt så høye i tunneldelen som ble drevet med boring og sprengning.

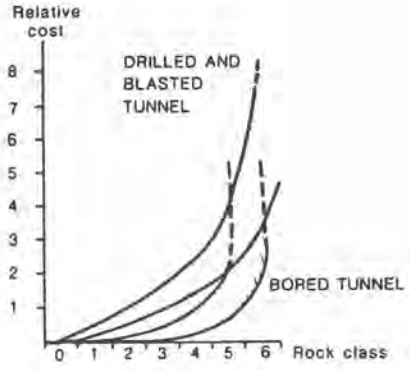
Disse eksemplene viser at sprengningen forårsaker betydelige skader på fjellmassivet rundt tunnelen. Det synes å være grunnlag for å trekke den slutning at ca halvparten av sikringskostnadene ved sprengte tunneler skyldes drivemåten.

Properties and performance in different types of rock

Type of rock	Proportion %	Unconfined compressive strength, MPa	R.O.P. m/min	Joint spacing, m
Tuff	10	10	2.2	-
Agglomerate	84	75	1.4	0.6
Andesite	6	185	0.9	0.2

Rock Support for the Panama Project

Rock class	Drilling and blasting		Boring	
	Stand-up time	Rock support	Stand-up time	Rock support
0	Year	Scaling	Year	-
1	Year	Spot bolting or scaling	Year	-
2	Month	Spot bolting and shotcrete	Year	Scaling
3	Day	Systematic support	Month	Spot bolting and shotcrete
4	Hours	Systematic support after each round	Day	Shotcrete above the machine
5	Minutes	Reduced advance, systematic support	Hours	Systematic support of the front
6	Seconds	Special excavation procedure	Minutes	Special excavation procedure



Relative costs for rock support

HVOR LANGT INN I FJELLMASSIVET SVEKKES FJELLSTABILITETEN SOM FØLGE AV SALVESPRENGNING?

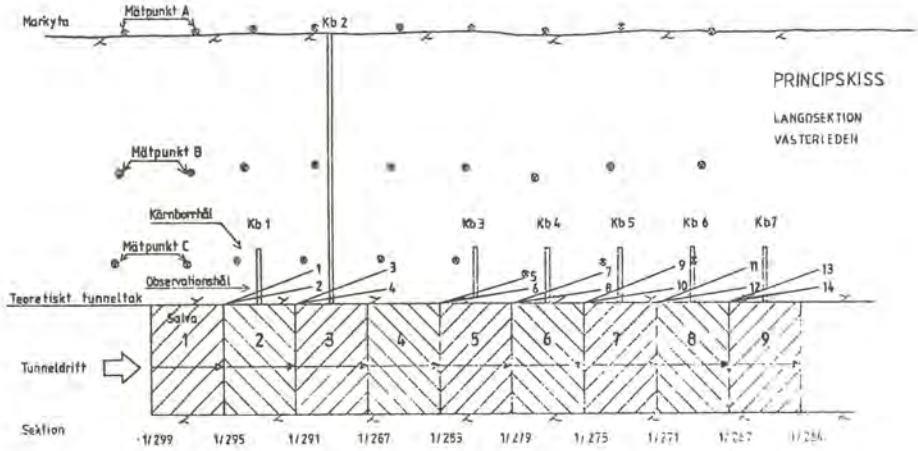
Det er gjort få forsøk som kan underbygge en slik vurdering.

De mest pålitelige undersøkelser er gjort ved gjennomføringen av to tunneler ved Gøteborg, Norrleden og Västerleden i 1977-78.

I Västerleden som ble drevet i en granit av god kvalitet ble det tilsammen skutt 9 forsøkssalver. I Norrleden som ble drevet i en skifrig gneisgranit ble det tilsammen skutt 5 salver.

Forsøksopplegget omfattet måling av rystelser i en avstand av ca 2 og 7 m fra salvene. De mest interessante resultater fikk man fra observasjon med borhullskikkere i borhull som var boret skrått ut fra veggen langs salven som skulle sprenges.

Fjellet i borhullsveggen ble kartlagt både før og etter sprengning ved å registrere oppsprekningsgraden.



Det ble forsøkt forskjellige konturspregningsopplegg hvor man også varierte ladningsmengden i inntil 2 raster innenfor konturrasten, til dels med fulladede hull med ANFO, dels med svakere konturspregstoff. Selve konturrasten ble ladet med konturspregstoff av forskjellig styrkegrad. Det ble forøvrig skutt normale salver med 48 mm borhullsdiameter med innboret hull-lengde = 3,9 m. Hovedspregstoffet var ANFO.

Fra forsøkene i granit ble det, avhengig av spregningsopplegg, registrert følgende oppsprekning:

- Ved dobbel slettspregning i dårlig fjell: skader 0,8-1,2 m.
- Ved normal slettspregning i normalt fjell: skader 0,5-0,8 m.
- Uten slettspregning: skade 1,5 m.
- Fra forsøkene i gneisgranit ble det ved normal slettspregning registrert skader opp til 1,4 m utenfor konturlinjen.

Middelverdien for rystelsesmålingene ble for alle spregnings-opplegg funnet å være 680 mm/s.

Det er spredning i forsøksresultatene og forfatteren av rapporten geolog Marianne Lindström peker på at det med bor-

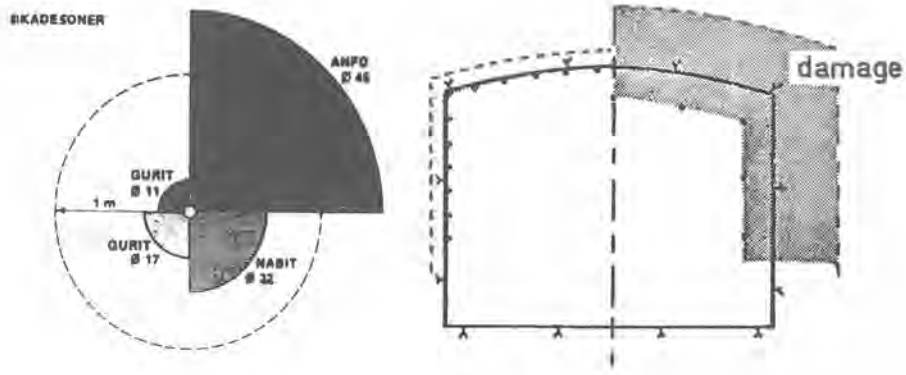
hullskikkeren var vanskelig å identifisere nye sprekker dannet av sprengningen og skille disse fra eksisterende sprekker f.eks. dannet ved boring.

Resultatet viser imidlertid en klar tendens. Også vanlige konturladninger forårsaker skader i fjellmassivet. Kraftige ladninger i rastene også innenfor konturrasten forårsaker skader langt utenfor konturlinjen i fjellmassivet.

Etter lignende forsøk i Lkab's gruve i Malmberget har Bengt Ludwig ved Högskolan i Luleå sammenstilt erfaringer fra skader rundt konturhull i ortstaket:

Salva nr	Pipladdning	Initieringsmetod	Skadegräns vid borrhålskartering (m)	Skadegräns vid vibrationsmätning
5,6,11	Gurit	Konventionell	< 0,5	0,35
8,13,15	ANFO-styropor	"	~ 0,7	0,55
10	Pentyl	"	0,6	0,75
9	Gurit	Momentant	< 0,3	0,25
12	Pentyl	Skärsprängning	< 0,4	0,10
14	Startex (riktad sprängverkan)		> 0,6	-

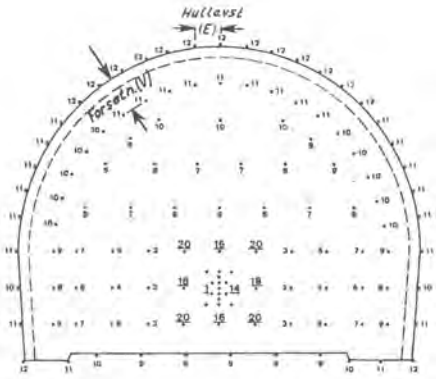
BeFO (Sverige) har gitt en sammenstilling av forskjellige forsøksresultater og har kommet frem til følgende influensfelter for forskjellige ladningsstyrker:

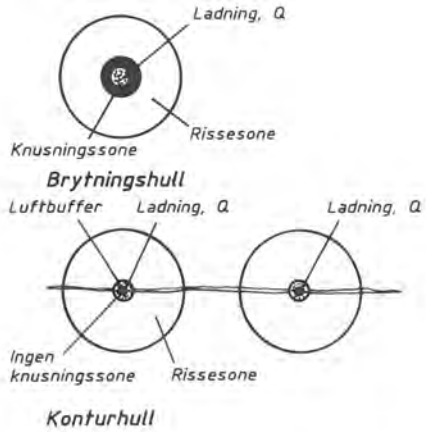


De skisserte resultater fra Sverige stammer fra forsøk i relativt godt fjell.

PRINSIPPET FOR KONTURSPRENGNING

Brytningshull lades fulle med sprengstoff for å utnytte borhullsvolumet. Ved konturspreng ning er den viktigste forutsetning for et godt sprengningsresultat at spisstrykket som belaster borhullsveggen fra detonasjonen reduseres så mye at knusningssonen uteblir. Dette oppnås ved å redusere ladningen pr m vesentlig og ved å skape en luftbuffer mellom sprengstoffet og borhullsveggen. For å oppnå sammenhengende løsbrytning, må hullavstanden reduseres. Ved å sette av flere (eller alle) hull i en konturrast på samme intervallnummer, forsterkes avspaltingseffekten.





Dersom ladninger, hullavstand og tenningsopplegg er riktig tilpasset, bør det i rimelig godt fjell bare oppstå et sprekkeplan gjennom hvert borhull i retning mot nabohullet. Når ladningsstyrken økes ut over det bergarten tåler, vil først en og ved sterkere ladning flere radielle riss gå ut fra den gjenstående halvdel av borhullet i konturflaten. Alle sprekker ut over det ønskede sprekkeplan reduserer fjellmassivets stabilitet.

DIMENSJONERING AV KONTURLADNINGER

Svenska Detonikforskning har utviklet en enkel formel

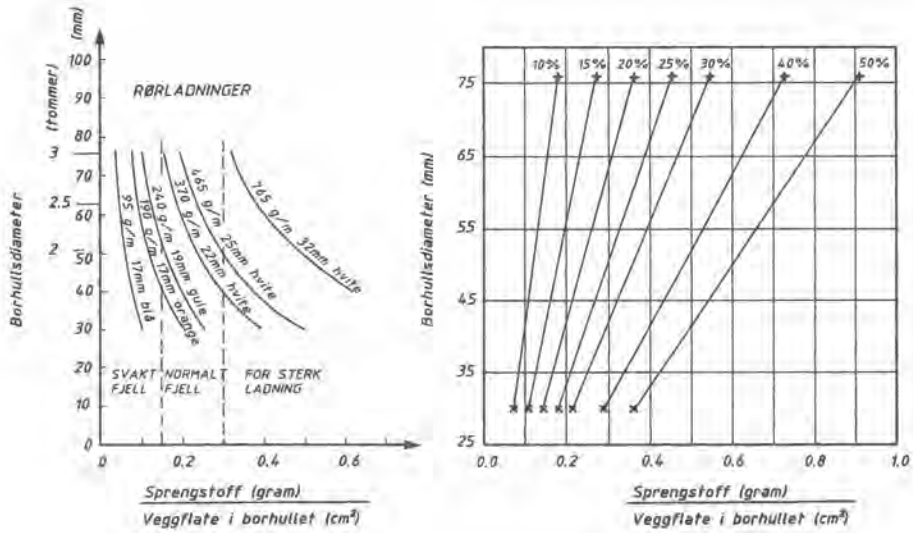
$$L = 90 \cdot d^2$$

hvorav L = minimum nødvendig ladning uttrykt i kg pr ladet m borhull. d = borhullsdiameter uttrykt i m.

Denne formelen ivaretar imidlertid ikke hensynet til fjellkvaliteten.

Etter vår erfaring er det riktigere å ta utgangspunkt i det innvendige veggareal i borhullet og beregne sprengstoffmengden i gram pr cm^2 veggareal. Ved å inndele den horisontale akse i felter for svakt fjell, normalt fjell og en sone som viser når ladningen er for sterk, får man en praktisk dimensjoneringsmåte. På den vertikale akse er avhengigheten til borhullsdiameteren oppført og de inntegnede kurver angir sprengstoffmengdene pr meter for de vanlige norske rørladninger fra Dyno Industrier A/S.

Det er erfaringsmessig ikke nødvendig å ta hensyn til forskjeller i sprengstofftype. Disse er av enkelhetshensyn utelatt i diagrammet.



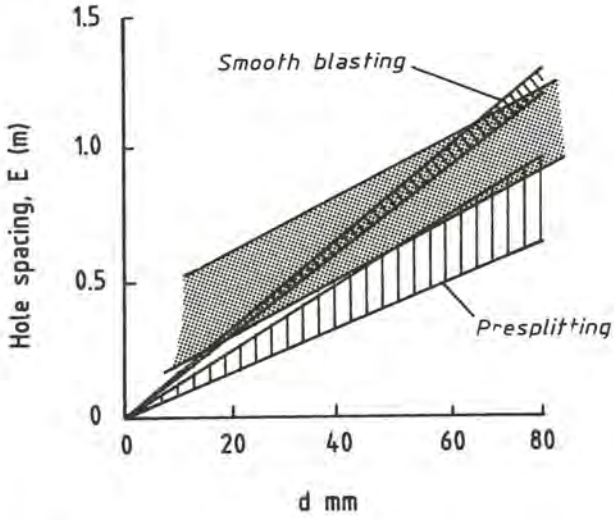
På samme måte kan man sammenstille et diagram fra Isanol (ANFO uttynnet med polystyrenkuler). Denne billige sprengstoffkomposisjonen ble utviklet av berging. Bjørn Petterson og undertegnede ved Institutt for Fjellsprengningsteknikk i 1973. Etter som bruken av Isanol har fått ny aktualitet i 80-årene, er det interessant også å ta med dimensjoneringsgrunnlaget for passende blandingsforhold mellom ANFO og polystyrenkuler i denne sammenheng.

Aksene har den samme inndeling som i diagrammet for rørladninger. De skråstilte linjene betegner mengden ANFO-sprengstoff i komposisjonen uttrykt i volumprosent.

HULLAVSTAND OG FORSETNING

Hullavstand og forsetning må tilpasses bergartsforhold og ladningsmengde. Nedenforstående diagram viser anbefalte verdier fra Svedefo og norske erfaringsverdier. I underjordsdrift gjøres ofte forsetningen større enn hullavstanden for å sikre god løsklipping fra bergmassivet. Forholdet er erfaringsmessig: E = 0,8·V.

Norske erfaringsverdier er angitt med skravert felt.



INITIERING

For å redusere innspenning og lette fremkast, bør konturrasten i underjordsdrift alltid initieres etter foregående raster. Flest mulig av konturhullene bør initieres på samme nummer.

Dersom spesiell forsiktighet er nødvendig som for eksempel ved påhuggssalver, kan hullene settes av i rekkefølge med kortest mulig intervallsprang mellom rastene. Etterfølgende high-speed opptak av konturrastsprengningen ved gjennomslaget i dagen i Skjeggestad-tunnelen på E18 gjennom Vest-Agder viser en slik sprengning.

EKSEMPEL PÅ VANSKELIG KONTURSPRENGNING

Som eksempel vil jeg vise noen bilder og skisser fra Hanevik-tunnelen ved Kristiansand hvor de første 25 m fra vestre påhugg ble drevet undet et gammelt bekkeleie hvor fjellet var sterkt dypforvitret. Bergarten i Kristiansand området er granitisk gneis. Overdekningen var her ekstremt liten, bare 2,5 til 4 m.

Med forbolting, knematre og oppdelte salver kunne det vanskelige partiet forseres uten at uforutsatte vanskeligheter oppsto.

Tunnelbredden var 11,5 m. Tunnelen ble fullt utstøpt. Det kunne drives 2 salver á 1,6 m mellom hver utstøpning.

I det dypforvitrede partiet var det avlagret leire i alle slepper og stikk. Dette vanskeliggjorde renskearbeidet da det var nesten umulig å høre ved banking med spettet om fjellet var "bomt". Det ble ikke registrert svelleleire.

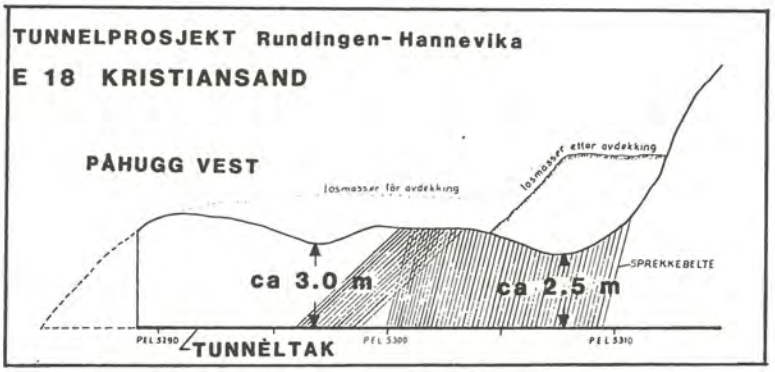
I et tilfelle forekom nedfall av en større blokk etter at man anså seg ferdig med renskingen. Dette var tydeligvis mellom bolterekkene fra forboltingen. Ikke i noen tilfelle forekom utrasing inn til boltene som i midtpartiet var boret ned til o,5 m over råsprengt tunneltak.

Konturen ble boret med 50 cm hullavstand og forsetning og ladet med 17 mm orange rørladninger. Nest ytterste rast ble boret med 60 cm hullavstand og 70 cm forsetning og ladet med 22 mm hvite rørladninger. Det ble benyttet NONEL-tennere. Konturrasten ble sprengt for seg mens pilot- og strossesalve etter hvert ble sprengt sammen, strossesalven med forsinket opptenning.

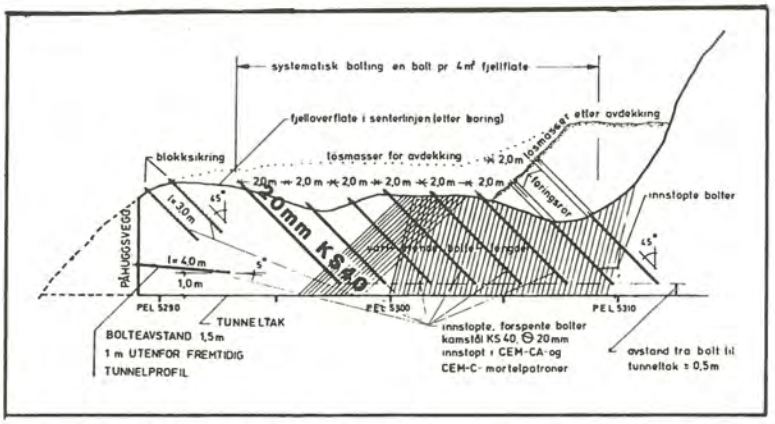
Driften ble gjennomført av Vest-Agder Vegkontor med eget tunnelmannskap i 1982.

Det er undertegnedes mening at det vellykkede resultat i hovedsak kan tilskrives det meget forsiktige sprengningsopplegg og ansvarsbeviste drivere. Lengre og større salver med tilhørende kraftigere ladninger ville ha gitt rystelser og inntrengning av sprenggasser i det oppsprukne fjellet over tunnelen som sannsynligvis ville ha forårsaket ras med den personellrisiko og driftstans dette medfører.

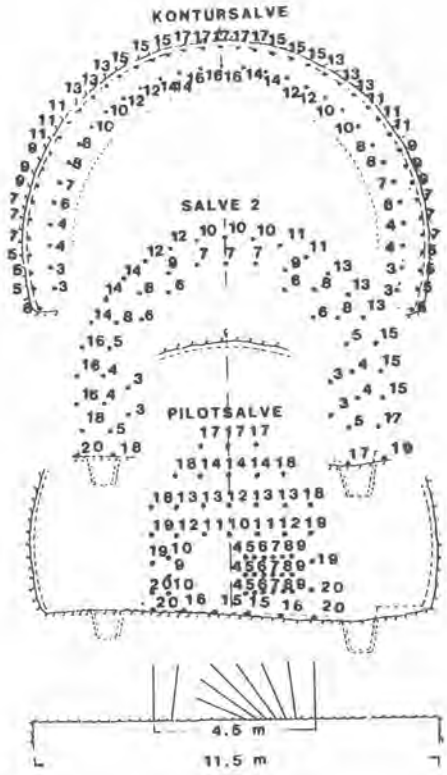
Hanneviktunnelen, påhugg vest. Svak overdekning og nær bebyggelse krevet forsiktig sprengningsopplegg.



Overdekningen de første 25 m var liten og fjellet til dels sterkt forvitret.



Forboltingen må anses som en forutsetning for at tunneldriften kunne gjennomføres.



AVSLUTNING

Det ble i Norge i 1985 utsprengt ca 3,6 mill m³ i underjords-anleggsdrift. Det samlede areal i haller og tunneler som er amkuelle for sikringsvurdering (tak og vederlag) er ca 1 mill.m².

Det foreligger ikke tallmateriale for å beregne hvor stor andel av dette arealet som det har vært nødvendig å sikre. Med det utgangspunkt at 50% av sikringsbehovet fremkommer som følge av sprengningsprosessen, er det grunnlag for å hevde at det er titalls, kanskje hundretalls millioner kroner vi i Norge kunne spare på å benytte mer forsiktige konturssprengningsopplegg.

REFERANSER

[1] Lindstrøm, Marianne, "Fältförsök med skonsam sprängning i vägtunneler". Diskusjonsdagar, Luleå, 17-18. sept. 1980. "Försiktig och skonsam sprängning under jord".

[2] Ludvig, Bengt, "Fältförsök med skonsam sprängning vid LKAB i Malmberget". Diskusjonsdagar, Luleå, 17.18. sept. 1980.

[3] Holmberg, Roger, "Skadekriterier för skonsam sprängning och beskrivning av två tunnelprosjekt i USA". Diskusjonsdagar, Luleå, 17-18. sept. 1980.

[4] Kure, Karl, "Erfaringer fra sprengning med Isanol". Diskusjonsdagar, Luleå, 17-18. sept. 1980.

[5] Nord, Gunnar og Stille, Hakan, "Swedish experiences of bore and blast in different rock". VI Austrian Tunneling Conference, Melbourne, March 1987.

[6] Kure, Karl, "Kontursprengning". Bergsprängningskurs - Styckfall och sprängskador, TH Luleå, 9-13. mars 1987.

[7] Kure, Karl, "Knematerdrift i tunnel i Vest-Agder - Gode erfaringer i vanskelig fjell". Våre Veger nr. 3/1984.

15 ÅR MED LUFTPUTEKAMRE.

15 years of air cushion surge chamber experience.

Stipendiat Halvor Kjørholt
SINTEF, Avd. for bergteknikk

Forsker David Goodall
SINTEF, Avd. for bergteknikk

Seniorforsker Torbjørn Tekle
Norsk hydroteknisk laboratorium (NHL)

SAMMENDRAG

I 1973 ble Driva kraftverk, som det første der et luftputekammer erstatter den tradisjonelle svingesjakta, satt i drift. Idag er ni kraftverk utstyrt med luftputekammer, mens et tiende er under bygging. Luftputekamre er benyttet i tilfeller der de gir økonomiske fordeler fremfor sjaktløsning, samt der svingesjakt av topografiske grunner må utelukkes. For korte og mellomlange tilløpstunneler vil nødvendig luftvolum bestemmes av kravet til reguleringsstabilitet; for spesielt lange tunneler vil kravet til maksimal trykkstigning ved totalavslag være avgjørende. Tilstandsendringen i luftputa for normale svingeperioder (<5 min), er funnet å være adiabatisk.

Den største utfordring ved bygging av luftputekamre er å oppnå tilfredsstillende lav luftlekkasje. Avgjørende faktorer er her bergets permeabilitet og sprekkevannstrykk. Ved seks av kamrene har lekkasjen i hele driftstiden vært minimal. To av kamrene har fått redusert sin opprinnelige lekkasje ved henholdsvis omfattende injeksjon og installasjon av vanngardin. Ett kammer er pga. høy lekkasje ikke i drift.

Artikkelen peker avslutningsvis på luftputekamrenes særstilling og betydning som stor-skala forsøksanlegg for ulike former for gasslagre i råsprengte bergrom.

SUMMARY

In 1973 the Driva power plant was commissioned with the first air cushion surge chamber as a substitute for the traditional surge shaft. Today nine power plants are equipped with air cushions and the tenth is under construction. Air cushion surge chambers are used where economic considerations weight against surge shafts, including where topographic constraints are prohibitive for a shaft.

For short to medium length headrace tunnels the required air volume is dictated by governing stability; for long tunnels the magnitude of pressure surge resulting from total load rejection is

decisive. The air cushion behaves adiabatically for normal oscillation periods (< 5 min).

The key to successful performance of an air cushion surge chamber is control of air leakage. Rock mass permeability and water pressure are the most important factors. Air loss at six of the air cushions has been minimal throughout their operating history. At two sites the air loss was reduced to acceptable levels by comprehensive grouting in one case, and by installation of a water curtain in the other. One facility is not in use due to excessive leakage.

In conclusion this article highlights the unique character of the air cushions and their significance as full-scale precedents for various types of gas storages in unlined rock caverns.

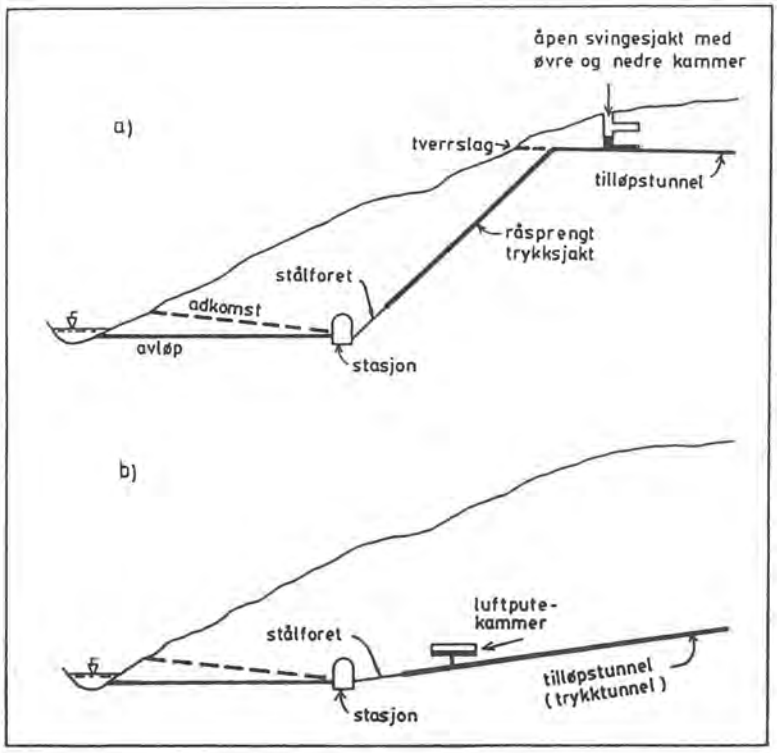
1 INNLEDNING

Luftputekammer-teknikken ble utviklet her i landet på begynnelsen av 70-tallet, og har fortsatt å være en norsk spesialitet idet vi fremdeles er alene om å benytte den. Det første kraftverk med luftputekammer, Driva kraftverk, ble satt i drift i 1973 (Rathe, 1975). Idag er ni kraftverk utstyrt med luftpute, mens et tiende (Torpa) er under bygging.

Et luftputekammer erstatter den tradisjonelle åpne svingesjakta og har derved som oppgave å dempe svingninger forårsaket av last-endringer i stasjonen. Selve prinsippet om bruk av luftpute til demping av trykksvingninger har lenge vært kjent og er mye brukt i forbindelse med pumpeledninger under betegnelsen "vindkjel" eller "akkumulator". Det spesielle ved bruk av luftputekammer i kraftverkssammenheng er, i tillegg til luftputens størrelse, det forhold at den er plassert i et råsprengt bergrom.

På figur 1 er kraftverkssystem med henholdsvis svingesjakt og luftputekammer sammenlignet. Sjaktløsningen (fig. 1a) har normalt en tilnærmet horisontal, lavtrykks tilløpstunnel med svingesjakt plassert nær overgangen til trykksjakta. Svingesjakta blir ofte, som vist på figuren, utstyrt med et øvre og nedre svingekammer for å begrense svingeamplituden ved avslag og pådrag. Velger man en løsning med luftputekammer (fig. 1b) går man med en skrå tilløps-tunnel (også benevnt trykktunnel) direkte fra inntaksmagasinet mot stasjonen, og slipper i hovedsak sjaktsprengning samtidig som det gjør tunneltraséen mer fleksibel og noe kortere. Selve luft-putekammeret er en råsprengt hall ved siden av trykktunnelen og forbundet med denne via en kort (<100 m) forbindelsestunnel. Under drift vil kammeret være luftfyllt over en vannseng som står i hydraulisk kontakt med trykktunnelen, se figur 2.

Figur 3 viser utsnitt av to typiske kraftverk med luftputekammer. Det øverste (fig. 3a) har adkomst til trykktunnel og luftputekam-mer gjennom en demonterbar seksjon i trykkrøret. Det nederste (fig. 3b) viser en løsning med adkomst via port i betongproppen.

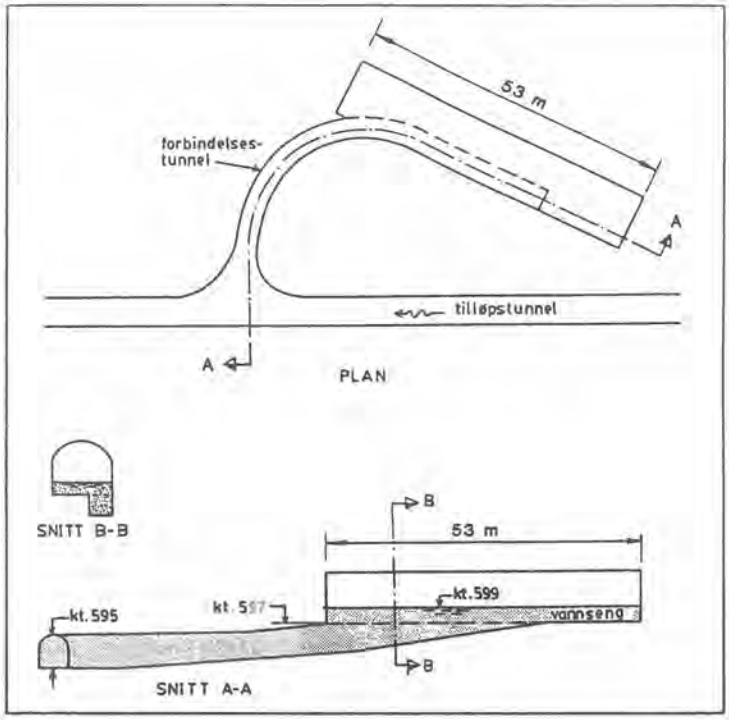


Figur 1. Sammenligning av system med tradisjonell svingesjakt og luftputekammer.

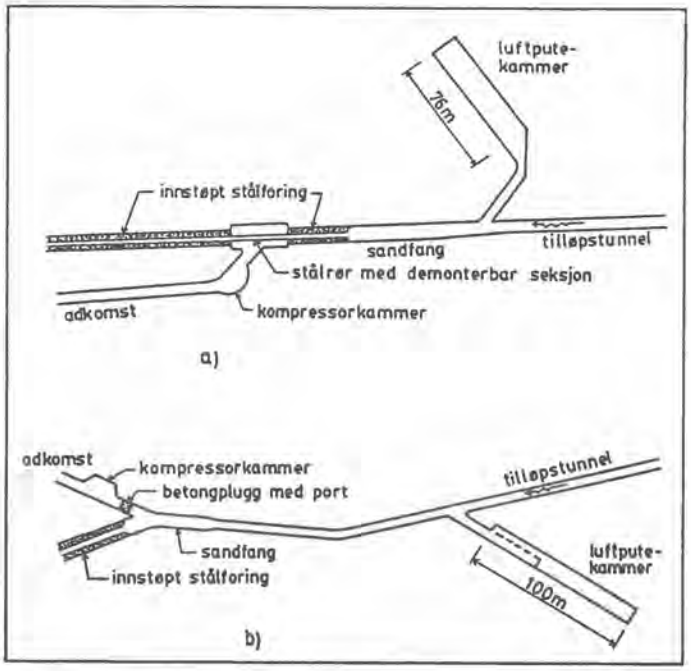
Luftputekamrene er ikke bare enestående i sitt slag, de er også eneste referanse man har på oppbevaring av gass i råsprengte bergrom med trykk over 1 MPa (10 bar). Erfaringer samlet gjennom bygging og drift av luftputekamrene har potensialer i seg til å plassere Norge i front når det gjelder utnyttelse av berggrunnen til gasslagring under høye trykk.

2 BAKGRUNN FOR VALG AV LUFTPUTEKAMMER

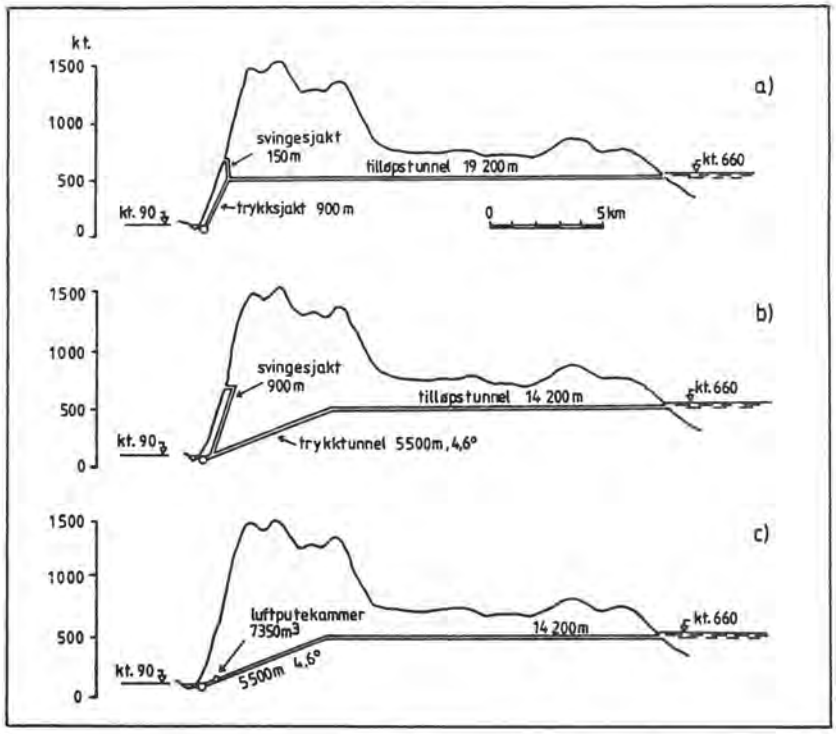
Ideen med bruk av luftputekammer ble unfanget hos Sør-Trøndelag Kraftselskap i forbindelse med byggingen av Driva Kraftverk (Rathe, 1975). Kraftverkets opprinnelige design innebar en tradisjonell sjaktløsning i henhold til fig. 1a. Svært bratt og rasutsatt terreng vanskeliggjorde adkomsten til tverrslaget ved toppen av trykksjakta, man så seg derfor om etter alternative løsninger. Figur 4 viser utviklingsprossessen fra det tradisjonelle design (fig. 4a) fram til den valgte luftputekammerløsningen (fig. 4c). Mellomløsningen (fig. 4b) var teknisk mulig, men viste seg økonomisk ugunstig på grunn av at den lange svingesjakta krevde et stort tverrsnitt (20 m²) for å sikre reguleringsstabiliteten til kraftverket.



Figur 2. Aktuell luftputekammerdesign (Ulset).



Figur 3. Alternative arrangement i luftpute-kammerområdet (Oksla og Brattset).



Figur 4. Tre mulige utførelser av tilløpssystemet ved Driva. Alternativ c) med luftputekammer ble valgt. (Etter Rathe, 1975)

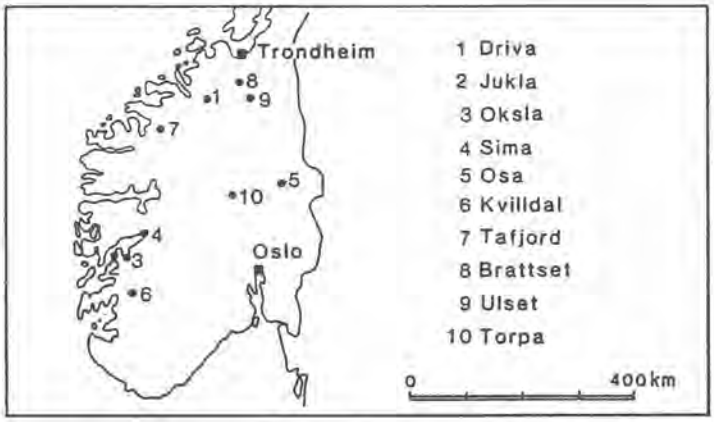
Ser man bort fra problemet med adkomst til toppen av trykksjakta er situasjonen ved Driva typisk for flere av kraftverkenen der luftputekammer er valgt: Kombinasjonen trykk-tunnel og luftputekammer blir alt i alt billigere enn svingesjakt enten denne kombineres med gruntliggende tilløpstunnel eller dyptliggende trykktunnel.

Et annet forhold som gjør valg av luftputekammer naturlig er når det i rimelig avstand fra stasjonen ikke finnes mulighet for å plassere en tradisjonell sjakt på grunn av at trykklinja ligger over terrengnivå. Ei svingesjakt må under slike forhold forlenges opp over bakken i form av et tårn. Ved Osa Kraftverk ble luftputekammer valgt fremfor en løsning med et 40 m høyt svingetårn (Edvardsson og Saetren, 1985). Valget begrunnes med kostnadsmessige, miljømessige, driftsmessige og sikkerhetsmessige fordeler i favør av luftputekammeret.

3 OVERSIKT OVER LUFTPUTEKAMRENE

De ni luftputekamrene som er satt i drift og det tiende (Torpa) som settes i drift sommeren 1989 er alle lokalisert i Sør-Norge, jmf. figur 5. I tabell 1 og 2 er listet en del sentrale data for det enkelte kammer. Det framgår blant annet at største kammer har Kvilldal med et volum på ca. 110.000 m^3, mens Tafjord har det

minste med snaue 2000 m³. Tafjord har til gjengjeld det høyeste trykket; opp til 7,7 MPa. De fleste av de øvrige ligger trykkmessig i området 2 til 4 MPa og volummessig i området 5000 til 15.000 m³. Jukla skiller seg ut ved at trykket her kan variere med så mye som en faktor på fire (Stokkebø, 1975). Jukla er forøvrig også det eneste pumpekraftverk med luftputekammer.



Figur 5. Geografisk plassering.

Av de ni kamrene som er satt i drift fungerer åtte i hovedsak som forutsatt. Det niende (Tafjord) har på grunn av stor luftlekkasje i forhold til kompressorinstallasjonen (tabell 2), aldri vært i regulær drift. Ved to av de åtte (Osa og Kvilldal) er det utført arbeid for å redusere luftlekkasjen til et driftsmessig mer akseptabelt nivå enn det man erfarte det første driftsåret, kap. 5 gir ytterligere detaljer.

De fleste kamre er utformet som en rettlinjet tunnel-bit med stort tverrsnitt, utsprengt i to eller tre trinn. Figur 2 og 3 viser tre ulike kammer av denne type. Forbindelsestunnelen kommer enten opp i kammeret i den ene enden (fig. 3a), eller skrår opp et stykke inne i kammeret (fig. 2 og 3b). To av kamrene (Kvilldal og Torpa) er utformet som en "ring" omkring en senterpillar (figur 8 viser utformingen ved Kvilldal). Kamrene er normalt horisontale, men i to av dem skrår sålen mot utløpet. Dette for å sikre den hydrauliske responsen til vannsenga i kammeret under svingning.

De syv første kamrene som ble bygget er alle plassert i prekambrisk gneis eller granitt, mens de tre siste er plassert i henholdsvis fyllitt, glimmergneis og leirskifer (tabell 2). Permeabiliteten som er angitt i tabell 2 bygger delvis på direkte målinger i anleggsperioden, og delvis på beregnede verdier med bakgrunn i observert luftlekkasje. Som vi ser varierer permeabiliteten med så mye som en faktor 10^4.

Sammenlignes kammertrykk med vertikal overdekning viser det seg at også her er variasjonene store. Ved Driva er trykkhøyden i kammeret, regnet i mVs (1 MPa ≈100 mVs) under halve vertikaloverdekningen. Ved Torpa derimot er situasjonen motsatt, nemlig at trykkhøyden er det dobbelte av overdekningen. Vi ser her

Tabell 1
Data for kraftverk og luftputekammer

Kraftverk	Driftsstart	Installert Effekt (MW)	Kammer-volum (m^3)	Tverrsnitts-areal (m^2)	Avs. fra turbin til kammer (m)	Lengde forbindelses-tunnel (m)	Tverrsnitt tilløps-tunnel (m^2)	Lengde tilløps-tunnel (m)
Driva	1973	140	7.350	111	1300	20	21	*
Jukla	1974	35	6.050	129	680	40	22	*
Oksla	1980	206	18.000	235	350	60	45	3.580
Sima	1980	500	9.500	173	1300	70	33	7.390
Osa	1981	90	12.500	176	1050	80	40	13.000
Kvilldal	1981	1240	110.000	260-370	600	70	135	2.800
Tafjord	1982	82	1.950	130	150	50	10	12.000
Brattset	1982	80	8.900	89	400	25	16	*
Ulset	1985	37	4.900	92	360	40	17	*
Torpa**	1989	150	12.000	90	350	70	36	9.300

* system med et eller flere bekkeinntak i tillegg til luftputa

** under bygging

Tabell 2
Data for luftpute og geologi

Kraftverk	Luftpute-volum (m^3)	Absoluttrykk i kammer (MPa)	Vannspeil-areal (m^2)	Installert kompressor-kapasitet (Nm^3/h)	Lufttap Nm^3/h	Vertikal fjellover-dekning (m)	Bergart	Permeabilitet (m^2)
Driva	2600-3600	4,0-4,2	820	425	1,3	1100	båndgneis	data mangler
Jukla	1500-5300	0,6-2,4	560	180	0,1-0,4	340	granittisk gneis	2×10^{-17}
Oksla	11.700-12.500	3,5-4,4	1340	290	4,7	645	granittisk gneis	3×10^{-17}
Sima	4700-6600	3,4-4,8	810	270	1,0-2,3	425	granittisk gneis	5×10^{-18}
Osa	10.000	1,8-1,9	1000	2320	900/80*	142	gneisgranitt	1×10^{-14}
Kvilldal	70.000-80.000	3,7-4,1	5200	500	250/10*	522	migmatittisk gneiss	4×10^{-16}
Tafjord	1200**	6,5-7,7	210	260	200/200*	658	båndgneis	5×10^{-16}
Brattset	5000-7000	2,3-2,5	1000	700	13,4	150	fyllitt	3×10^{-17}
Ulset	3200-3700	2,3-2,8	530	360	1,2	264	glimmergneis	1×10^{-18}
Torpa	10.000**	3,8-4,4	1650	-	-	225	leirskifer	3×10^{-15}

* før/etter lekkasjereduserende tiltak

** design volum

konturene av en utvikling mot større dristighet. Det må imidlertid understrekes at for luftputekammer plassert i en dalside (som for Driva) vil ofte skrå-avstanden til dalsiden være dimensjonerende og ikke vertikaloverdekningen.

Injeksjon av nevneverdig omfang er kun utført ved Osa, først i forbindelse med byggingen, dernest året etter for å redusere luftlekkasjen. Ved Jukla er hengen systematisk boltesikret på grunn av nær horisontal lagdeling. Bortsett fra dette er kamrene kun sporadisk sikret.

Kompressorkapasiteten som er oppgitt i tabell 2 er installert kapasitet til rådighet for vedlikehold av luftputa. Enkelte kraftverk benytter mobil tilleggskapasitet for å redusere fylletiden etter en fullstendig tømming.

4 DIMENSJONERING

Luftvolum

Luftputer dimensjoneres ut fra de samme hydrauliske kriterier som åpne svingesjakter, det vil si krav om reguleringsstabilitet av massesvingninger og en øvre grense for trykkstigning ved total-avslag. Både teoretiske studier og forsøk utført med eksisterende kamre viser at tilstandsendringen for normalt forekommende svingeperioder (<5 min.), er adiabatisk (Tekle, 1972; Løvdal, 1979); det vil si følger ligningen:

$$pV^{\kappa} = \text{konstant} \qquad (1)$$

der

p = absolutt-trykk i luftputa
V = luftputas volum
κ = adiabateksponenten (= 1,4)

For langsomme endringer, som sesongmessige variasjoner i magasinvannstand regnes isotem tilstandsendring, dvs. $\kappa = 1{,}0$ i lign. 1.

Svingemessig sett oppfører ei luftpute seg som ei åpen sjakt som gradvis snevres inn oppover. For små svingninger (den type svingninger som betraktes ved undersøkelse av reguleringsstabilitet) er innsnevringseffekten liten, slik at man uten videre kan betrakte kammeret som ei åpen sjakt med konstant vannspeilareal, A_{ekv}. Uttrykket for det ekvivalente sjaktareal blir:

$$A_{ekv} = \frac{1}{1/Ao + \kappa ho/Vo} \qquad (2)$$

der

Ao = kammerets vannspeilareal (m^2)
Vo = luftputas volum (m^3)
ho = absolutt-trykk i luftputa (mVs)
κ = adiabateksponenten (= 1,4)

Normalt er leddet $1/Ao << \kappa ho/Vo$, hvilket betyr at formen på kammeret er underordnet. I praksis kan derfor lign. 2 tilnærmes til:

$$A_{ekv} = \frac{Vo}{\kappa ho} \qquad (3)$$

I de fleste tilfeller har kravet til reguleringsstabilitet av massesvingninger vært avgjørende for luftvolumet. For enkle kraftverkssystem får man i slike situasjoner et godt estimat på nødvendig luftvolum ved å sammenligne A_{ekv} med det velkjente Thoma tverrsnittet A_{th} slik det gjøres for sjakter. Kompliserte system med eksempelvis flere bekkeinntak krever mer omfattende beregninger.

For å sikre reguleringsstabilitet i høyfrekvensområdet er det nødvendig at massetregheten av vannstrengen fra turbin til nærmeste fri vannflate oppstrøms ikke er for stor. Dette kravet er med på å bestemme hvor langt fra stasjonen kammeret evt. svingsjakta kan plasseres. For å holde massetregheten innenfor kravet ved lange svingesjakter kan det være nødvendig å øke sjaktarealet langt ut over det som tilsvarer A_{th}. Dette fordyrer sjaktløsningen, og favoriserer derved valg av luftputekammer (jmf. eksemplet Driva i kap. 2).

Svingesjakter har mulighet for å utstyres med et øvre og nedre svingekammer som "klipper" topp og bunn av svingeamplituden. En slik mulighet fins ikke for et luftputekammer. For spesielt lange tilløpstunneler vil man derfor oppleve at kravet om akseptabel trykkstigning ved totalavslag (vanligvis 10-15 % av statisk maksimaltrykk) blir dimensjonerende for luftvolumet i stedet for reguleringsstabiliteten.

Kammervolum og utforming

Kammeret må utformes med høy sikkerhet mot at luft ikke slipper ut i tilløpstunnelen ved ugunstigste kombinasjon av nedsving og overflatebølger. I praksis gjøres dette ved å plassere kammeret med sålen høyere enn hengen i tilløpstunnelen, (vanligvis ca. 2 m, jmf. figur 2), og sørge for et tilstrekkelig vannsengvolum i kammeret. Hele vannsengen må følge med under svingning. Det er derfor fordelaktig å skrå kammeret mot utløpet samt å unngå svært lange kamre.

Dersom reguleringshøyden i magasinet er begrenset kan man overslagsmessig regne med et kammervolum 50 % større enn luftvolumet. Er reguleringshøyden stor blir tillegget større. Det vil være mulig å minimalisere kammervolumet ved å tappe ut luft når magasinvannstanden synker og fylle inn luft igjen når magasinvannstanden øker, slik at statisk vannspeilnivå i kammeret holdes konstant. En slik framgangsmåte benyttes ikke ved noe eksisterende anlegg.

"Blow out"

En større utblåsning av luft fra luftputa ut i tilløpstunnelen er potensielt svært farlig. Den mest nærliggende årsak til utblåsning er som oftest gal manøvrering av inntaksluker. Andre årsaker kan være feil på overvåkningsutstyret i luftputa eller store plutselige lekkasjer fra tilløpstunnelen. Vurdering av

disse forhold ved Kvilldal gav som resultat at man gjorde endel mindre endringer i forbindelsestunnel og inntakslukekonstruksjon. Man kom derved fram til en løsning der selv den verst tenkelige utblåsning skal kunne foregå i nogenlunde kontrollerte former.

Plassering

Hydrauliske forhold krever kammeret plassert innenfor en viss maksimalavstand fra turbinen, som diskutert tidligere i kapittelet. Innenfor denne rammen bestemmes endelig plassering på bakgrunn av bergforholdene. Et fundamentalkrav i så henseende er at kammertrykket ikke må overskride det som skal til for å åpne eksisterende sprekker. Dette er forsåvidt det samme kravet som stilles til den uforede tilløpstunnelen kammeret er plassert ved siden av. I noen tilfeller har plasseringen skjedd uten at det er foretatt noen form for testing. I andre tilfeller har man gått til mer omfattende undersøkelser som både omfatter kjerneboring, permeabilitetsmåling, spenningsmåling og/eller hydraulisk jekking/splitting. Ved endelig plassering søker man i den grad det er mulig å unngå soner som kan gi stabilitetsmessige problemer og som potensielt har høy permeabilitet. For å sikre stabiliteten ytterligere, orienterer man vanligvis kammerets lengdeakse med størst mulig vinkel til fremtredende sprekkeretninger.

Beregning og begrensing av lufttap

Lufttap fra kammeret skjer både ved at luft (på grunn av det høye trykket) løses i kammervannet (diffusjonstap), og ved lekkasje gjennom sprekker i berget. Begge disse forhold ble undersøkt i forbindelse med byggingen av de første kamrene (Selmer-Olsen m.fl., 1973). For å minimalisere diffusjonstapet ble det foreslått en viss minstelengde på forbindelsestunnelen og at man skar av nedstrøms hjørne mellom forbindeslestunnel og tilløpstunnel. Begge disse tiltak skulle redusere diffusjonstapet indirekte ved å redusere utvekslingen av vann mellom kammer og tilløpstunnel. Erfaringer har imidlertid vist at diffusjonstapet er så lite at det er unødvendig å ta konstruktive hensyn til dette.

Lekkasjer gjennom berget vil oppstå så sant porevannstrykket på sprekkene ikke overskrider lufttrykket i kammeret. En enkel beregningsmetode for luftlekkaje er beskrevet i "Tokheim og Janbu, 1982". Begrensningene ved bruk av metoden henger nøye sammen med begrensninger i inngangsdata, da særlig kunnskap om permeabilitetsforholdene i berget (Johansen og Vik, 1982).

Høy luftlekkasje (høyere enn forutsatt) fører ofte til uønsket press på kompressorer og merarbeid for driftspersonalet. Lekkasjeomfanget kan enten reduseres ved å redusere permeabiliteten ved injeksjon, eller ved å øke porevannstrykket omkring kammeret, evt. ved en kombinasjon av disse. Alternativet med økt poretykk forutsetter kunstig vanninnfiltrasjon i berget i form av en vanngardin. Vanngardina vil kunne eliminere enhver lekkasje gjennom berget, mens injeksjon kun kan redusere permeabiliteten og derved lekkasjen til et visst nivå avhengig av arbeidets omfang og

type injeksjonsmasse. Ved Torpa er det valgt å kombinere vanngardin med forinjeksjon for blant annet å redusere vannforbruket i gardina.

5 DRIFT OG VEDLIKEHOLD

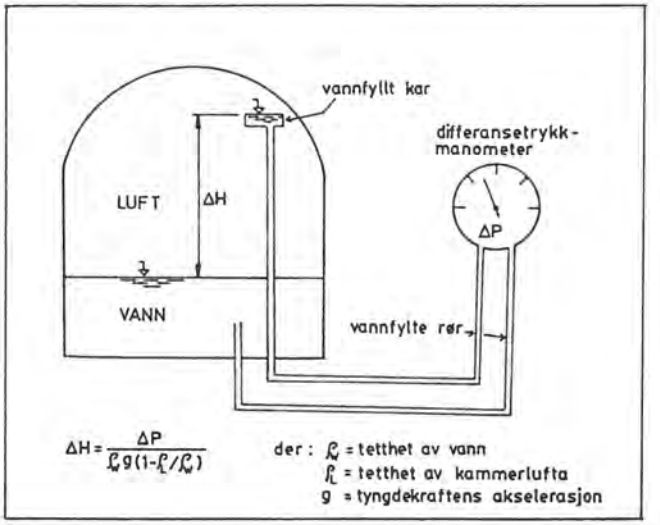
Hydraulisk sett har de åtte kamrene i regulær drift fungert som forutsatt. Driftsmessig er forskjellen mellom svingsjakt og luftpute at mens sjakta "passer seg selv" må luftputa overvåkes for å holde luftmengden innenfor oppsatte grenser. Dersom luftputa blir for liten går dette ut over den hydrauliske funksjonen (ustabil regulering og overskridelse av tillatt trykkstigning ved totalavslag). For stor luftpute derimot øker faren for luftutstrømning til tilløpstunnelen.

Luftputekammeret må tømmes i forbindelse med nedtapping av tilløpssystemet. Ved enkelte kraftverk skjer dette årlig, mens det ved andre har gått over fem år siden forrige tømming. Ved tømming bør mest mulig av lufta tappes ut ved høyest mulig trykk for å ungå isdannelse i kammeret når lufta avkjøles ved ekspansjonen. Slik isdannelse er erfart flere steder og kan føre til forbigående feilmåling av kammervannstand og til lokale bergstabilitetsproblem.

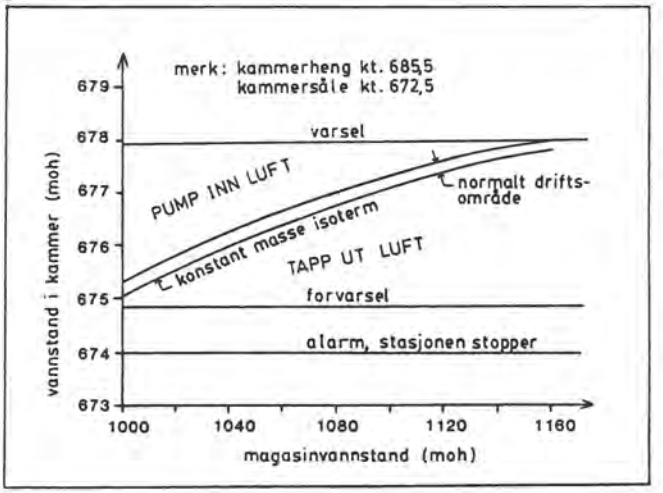
Instrumentering/overvåking

Primært i overvåkningen av luftputa er registrering av vannstanden i kammeret. Med kjennskap til kammerets geometri er vannstanden indirekte et mål for luftvolumet. Samtlige kamre har minst to uavhengige vannstandsmålesystem, derav minst et i kontinuerlig drift. I hovedsak to måleprinsipp blir benyttet; det ene bygger på differansetrykkmåling mellom vannsenga og et kjent vannspeil plassert i luftputa, det andre er ei målesøyle med elektriske følere i ulike nivå som skiller mellom vann og luft. Differansetrykkprinsippet er vist på figur 6. (Det er her verd å merke seg at ved utregning av vannspeilnivå kan tettheten av lufta i kammeret ikke neglisjeres). Følerne på den elektriske målesylen er brutte strømkretser som blir ledende når "bruddstedet" kommer under vann. Innbyrdes vertikal avstand mellom følerne er vanligvis 5 cm.

Trykket i kammeret er gitt av magasinvannstand og strømningstap i tilløpstunnelen. For kamre som har direkte måling av kammertrykket beregner en regneenhet produktet av trykk og luftvolum (pV-produkt) løpende. (Ved konstant temperatur er PV-produktet proporsjonalt med luftmassen). Driften av kammeret består da i å holde dette produktet innenfor oppsatte grenser. For andre kamre som ikke har direkte trykkmåling og automatisk pV-beregning kan driftskriteriene uttrykkes i form av en kurve som vist på figur 7. Normalt er vannstandsmålingen tilknyttet et varslingsanlegg som varsler om ekstremt høy eller lav kammervannstand (se fig. 7). Kammervannstand eller pV-produkt avleses stort sett daglig.



Figur 6. Vannstandsmåling med differansetrykkmetoden.



Figur 7. Eksempel på retningslinjer for drift av luftpute (Sima).

Temperaturen i luftputa varierer erfaringsmessig ca. 5°C over året (målinger ved Kvilldal og Ulset), og reflekterer sesongmessige variasjoner i driftsvannets temperatur. For driften av luftputa har temperatursvingninger av denne størrelse ingen praktisk betydning med mindre man ønsker svært nøyaktig mål på lufttapet. Kortvarige temperatursvingninger som henger sammen med trykksvingningene ved pådrag/avslag vil ha sin maksimale amplitude i området 10-20°C.

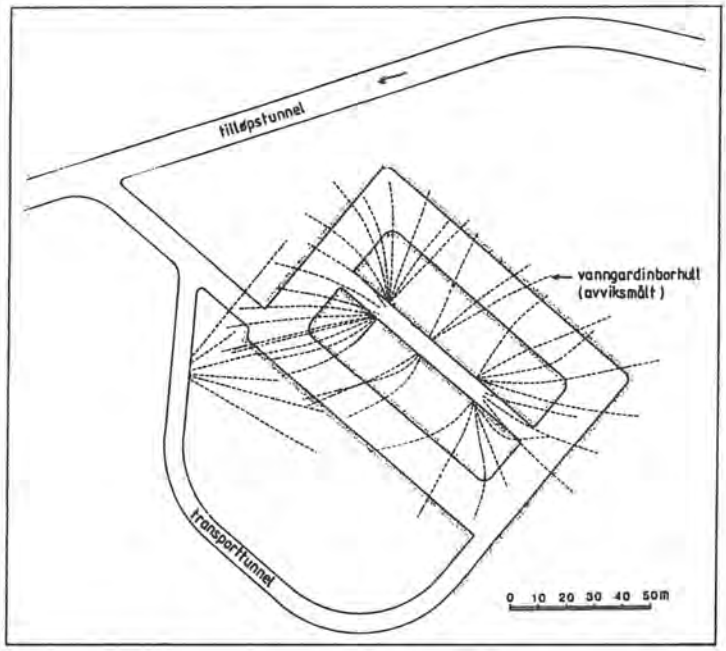
Flere av kamrene var opprinnelig utstyrt med kompressorautomatikk som skulle sørge for automatisk erstatning av luftap. Etter som de fleste kamre har svært lavt lufttap er automatikken idag kun i drift ved ett kammer (Osa). Ved de øvrige kjøres kompressorene manuelt etter behov, fra under én til noen få ganger i året.

Lufttap

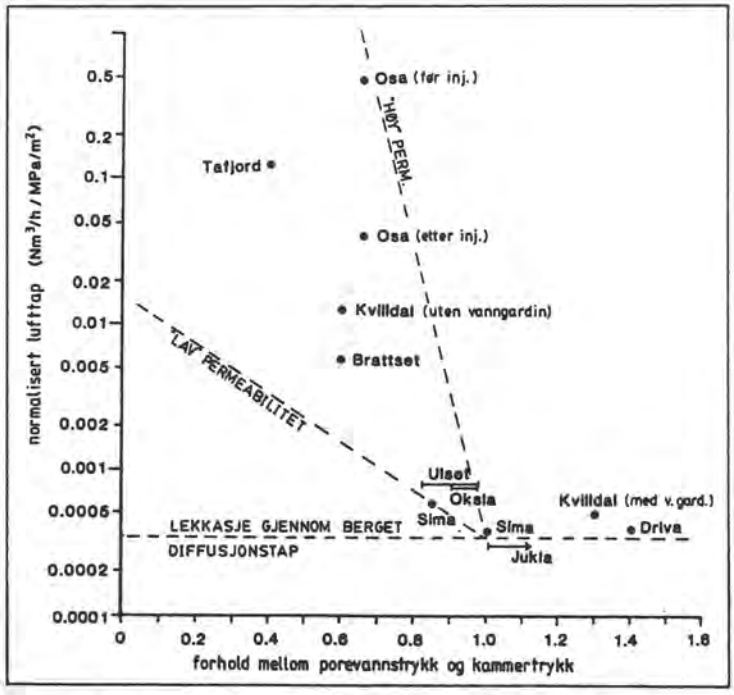
Daglige målinger av tilstanden i luftputa over det meste av driftstiden utgjør grunnlaget for beregning av lufttapet presentert i tabell 2. Tabellen viser at ved tre kamre er lekkasjeforholdene forsøkt bedret. Ved Tafjord er det foretatt en begrenset grunn injeksjon av en sentral sprekk uten at forholdene er nevneverdig bedret. Ved Osa ble et langt mer omfattende injeksjonsarbeid gjennomført. I alt ble det der boret 6800 m borhull og forbrukt 36 tonn sement og 5500 liter kjemisk injeksjonsmiddel (Siprogel). Resultatet var en reduksjon i luftlekkasje til under tiendedelen av den opprinnelige.

Ved Kvilldal har man hatt suksess med bruk av vanngardin. Etter ett års drift ble kammeret tømt, og snaut 50 hull (totalt 2500 m) ble boret på stigning inn over kammeret (se fig. 8). Gjennom avgreninger fra et hovedrør ble vanngardinhullene tilført vann ved trykk ca. 1 MPa over kammertrykket (Pleym og Stokkebø, 1985). Vanngardina reduserte luftlekkasjen fra ca. 250 Nm^3/h til 10 Nm^3/h, en restverdi som trolig kun skyldes diffusjonstap. Etter tre år med vanngardindrift ble gardina satt ut av funksjon på grunn av brudd i en rørsveis i vanntilførselssystemet inne i kammeret. Lufttapet tiltok da gradvis; etter to og en halv måned var tapet det halve av hva man erfarte før vanngardina ble bygget, etter ni måneder var tilsvarende verdi 90 %. Da ble kammeret tømt og feilen utbedret, hvilket medførte at lufttapet ble redusert til samme verdi (10 Nm^3/h) som før bruddet. Vannforbruket i gardina har i begge driftsperioder ligget nokså konstant på i underkant av 1 liter/s.

For å foreta en samlet analyse av lufttapet, har vi for alle kamre "normalisert" tapet og plottet denne verdien mot forholdet mellom porevannstrykk og kammertrykk, som vist på figur 9. Porevannstrykket er dels bestemt på bakgrunn av målinger under bygging og drift, dels på bakgrunn av antatte hydrogeologiske forhold. Normaliseringen er foretatt for å kunne skille mellom diffusjonstap og lekkasje gjennom fjellet, og beregnes som lufttap pr tidsenhet dividert med kammertrykk og vannspeilareal. Denne størrelsen skal teoretisk anta noenlunde samme verdi for alle kammer der lufttapet utelukkende skyldes diffusjon; i praksis der hvor porevannstrykket overskrider kammertrykket. Som figur 9 viser er de registreringer som er gjort i god overenstemmelse med dette. Når trykkforholdet underskrider 1,0 har dette forholdet sammen med permeabilitet, luftputestørrelse og -trykk innvirkning på det normaliserte lufttapet.



Figur 8. Horisontalsnitt av Kvilldal luftputekammer med vanngardin.



Figur 9. Normalisert lufttap som funksjon av forholdet mellom porevannstrykk og kammertrykk.

6 ANVENDELSE AV LUFTPUTEKAMMERTEKNOLOGIEN

Teknologi for billig og sikker lagring av store gassmengder, eksempelvis naturgass og hydrogen, er etterspurt. Det samme gjelder lagring av luft under høyt trykk. Lagring av luft er først og fremst interessant i forbindelse med såkalte "Compressed Air Energy Storage" forkortet til CAES. Dette er en type pumpekraftverk som opererer på døgnbasis. I perioder på døgnet med lavt energiforbruk pumpes luft inn i et kammer for så å brukes til energiproduksjon i en gassturbin når forbruket er høyt. Denne teknikken er spesielt interessant for land som baserer seg på termisk kraft, blant annet USA. For både gasslagring og CAES er høytrykkslagring i råsprengte kamre blant de mest interessante konseptene.

Både gasslagre og CAES kan tenkes konstruert både som hydraulisk kompenserte eller ukompenserte kamre. Hydraulisk kompensasjon innebærer at et vannreservoar på terrengoverflaten står i forbindelse med kammeret. Trykket i kammeret vil på denne måten holdes tilnærmet konstant (som for et luftputekammer), mens gassvolumet varierer. Ukompenserte kammer har konstant volum mens det her er trykket som varierer med gassmengden. Mest sansynlig vil et gasslager bygges ukompensert og et CAES kompensert. Det som skiller kompenserte CAES fra luftputekamrene vil hovedsakelig være den daglige pendlingen i vannstand og en større temperaturbelastning på fjellet pga. varm innpumpet luft. Toleransen for luftlekkasje er økonomisk betinget, men ligger over det som erfares ved de fleste luftputekamrene. Volum- og trykkmessig vil CAES ligge i området fra den største luftputa og oppover.

Et ukompensert gasslager vil skille seg fra luftputekamrene ved langt større trykkpendling, større volum og høyere maksimaltrykk, strengere krav til tetthet pga. miljøforhold og eksplosjonsfare samt svært vanskelig adkomst for å utbedre eventuelle feil og skader. Videre vil vann som lekker inn i kammeret måtte fjernes og renses.

Selv om det kan listes endel forskjeller mellom et råsprengt gasslager/CAES og et luftputekammer, er likheten iøynefallende. Det er derfor ikke urimelig å betrakte luftputekamrene som storskala forsøksanlegg, og i den forbindelse de eneste eksisterende.

REFERANSER

Edvardsson, S. og Saetren, B.: "Excavation and Leakage Control of Unlined Air Cushion Surge Chamber at the Osa Hydroelectric Project." Norwegian Soil and Rock Engineering Association Publication No. 3, Tapir, Trondheim, s. 91-96, 1985.

Johansen, P.M. og Vik, G.: "Prediction of Air Leakages from Air Cushion Surge Chambers." Wittke, W. (ed.): "Rock Mechanics : Caverns and Pressure Shafts", A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1982.

Løvdal, D.: "Tilstandsforandring i luftputekammer. Måling på Jukla kraftverk." Norsk hydroteknisk laboratorium, SINTEF Rapport nr. STF60 F79079, oktober 1979.

Pleym, A. og Stokkebø, O.: "Operational Experience with the Air Cushion Surge Chamber at Kvilldal Power Station." Norwegian Soil and Rock Engineering Association Publication No. 3, Tapir, Trondheim, s. 97-100, 1985.

Rathe, L.: An Innovation in Surge-Chamber Design. Water Power and Dam Construction, Vol. 27, juni/juli, s. 244-248, 1975.

Selmer-Olsen, R., Kjærnsli, B. og Eggen, A.: "Lukket fordelingsbasseng med luftpute." Samlerapport fra NTH og NGI, november 1973.

Stokkebø, O.: "Svingekammer med luftpute ved Jukla pumpekraftverk." Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk. Tapir, Trondheim, s. 23.1-23.13, 1975.

Tekle, T.: "Luftpute-fordelingsbasseng, varmeovergangsforhold og stabilitet." Norsk hydroteknisk laboratorium, Rapport nr. 600910, august 1972.

Tokheim, O. og Janbu, N.: "Flow Rates of Air and Water from Caverns in Soil and Rock." Wittke, W. (ed.): "Rock Mechanics : Caverns and Pressure Shafts", A.A. Balkema, Rotterdam, Nederland, 1982.

LUFTPUTEKAMMER VED TORPA KRAFTVERK, DOKKAVERKENE

AIR CUSHION SURGE CHAMBER AT THE TORPA POWER PLANT, THE DOKKA HYDRO POWER PROJECT

Sivilingeniør Reidar S. Kjølberg, Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

Ved Torpa kraftverk skal det etableres luftputekammer i leirskifer.

Ved luftputekammeret er fjelloverdekningen 225 m, kun halvparten av vanntrykkets høyde.

For lufttetting av berget skal det etableres en vanngardin med overtrykk i forhold til kammertrykket. Vanntrykket i gardinhullene må ikke medføre hydraulisk splitting av berget.

Omfattende spenningsmålinger er utført. Midlere lukketrykk ved hydrauliske splittforsøk er 5,25 MPa.

Trykket i vanngardinen gis et overtrykk på 0,5 MPa og får et trykk på 4,9 MPa. Luftputekammeret blir ringformet med et overliggende trykkammer fra en sentral sjakt. Fra dette stråler vanngardinhullene utover som spilene i en paraply.

I forbindelse med prosjektet "Gasslagerutvikling i Norden" skal det utføres forskningsmessige målinger i kammeret.

SUMMARY

At Torpa Power Plant an air cushion surge chamber is under construction.

In the surge chamber area the rock overburden is 225 m while the water head is 450 m.

To prevent leakages a water curtain in connection with the chamber is planned. The water curtain pressure have to be higher than the chamber pressure, but can on the other hand cause hydraulic fracturing if the pressure exceeds the minimum principle stress in the rock.

Extensive hydraulic fracturing tests have been performed. The water curtain pressure is decided to be 4,9 MPa which is 0,5 MPa higher than the air pressure in the chamber.

The air cushion surge chamber is given a ring-shape design with a overlying pressure chamber, from which the water curtain holes are drilled.

Installations for a scientifical measuring programme will be made in the surge chamber.

ORIENTERING OM DOKKAVERKENE

Byggherre er Oppland energiverk. Utbyggingen startet våren 1986 og hele anlegget skal være på nettet høsten -89. Oversiktskartet på fig. 1 viser hovedtrekkene i utbyggingen. Magasinet i nord ved Dokkfløyvatn blir på ca. 250.000 m3. Dette demmes opp av en 80 m høy og 680 m lang fyllingsdam.

Vannet tas inn i en ca. 9,2 km lang tilløpstunnel til Torpa kraftverk. Sideelven Synna tas inn i en ca. 2 km lang overføringstunnel. Fallhøyden til Torpa kraftverk er 470 m. Nedre del av tilløpstunnelen er drevet som trykktunnel.

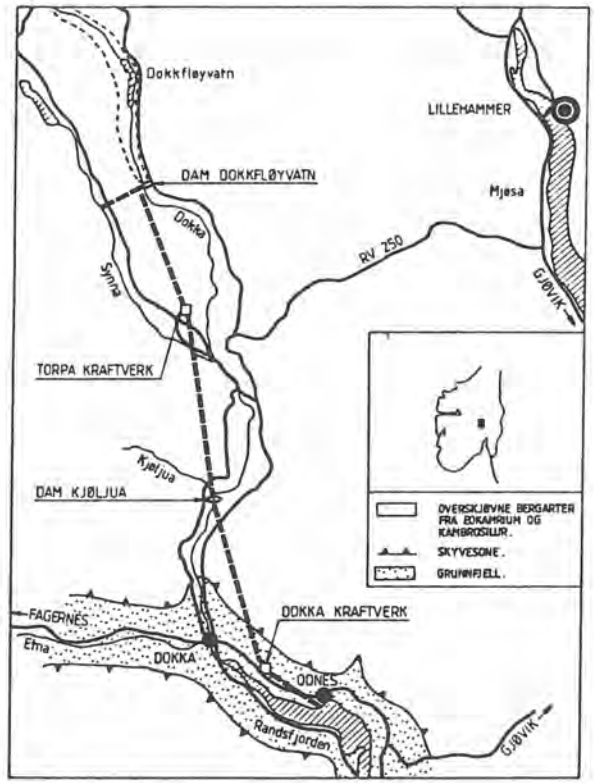
Fra Torpa kraftverk går vannet i en 10 km lang avløpstunnel ut i elven Dokka. Her er det bygget en mindre fyllingsdam for etablering av inntaksmagasin for Dokka kraftverk. I dette magasinet tas også sideelven Kjøljua inn. Tilløpstunnelen til Dokka kraftverk er ca. 10 km lang og fallhøyden ca. 130 m. Fra Dokka kraftverk er det en 3,6 km lang avløpstunnel som munner ut i Randsfjorden ved Land Sag. Installasjoner i kraftstasjonene:

Torpa kraftverk:	2 x 75 MW =	150 MW
Dokka kraftverk:	2 x 22 MW =	44 "
Totalt	=	194 MW

Årsproduksjonen blir 520 GWh

GEOLOGI

Området Randsfjorden - Dokkfløy ligger i søndre kant av det store østnorske sparagmittområdet. Bergartene er skilt fra det underliggende grunnfjell med en markert skyvesone som sees i dalsidene på begge sider av Randsfjordens nordre del.



Figur 1:
Oversikt over Dokkautbyggingen og geologiske hovedtrekk

Grunnfjellet består av gneis. Dokka kraftverk med avløpstunnel og deler av tilløpstunnel er drevet i denne.

De overskjøvne bergarter består av sandstein, kvartsitt samt underkambriske skifre og kalkstein.

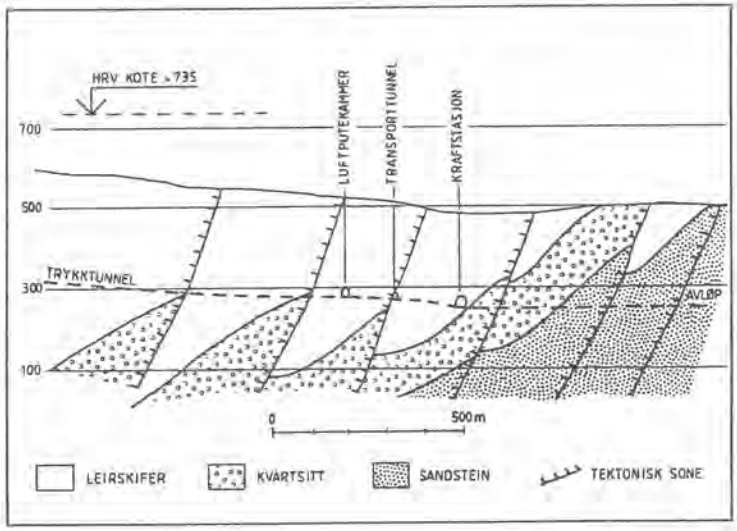
Under overskyvningen ble de stive bergarter (kvartsitt og sandstein) brukket opp og hele lagpakken stuket sammen i en taksteinsstruktur. Bergartene har øst-vestlig strøk og et midlere fall mot nord. En markert sprekkeretning er parallelt bergartens lagdeling.

Vi skal så se mer detaljert på de geologiske forhold ved Torpa kraftverk.

Figur 2 viser et lengdesnitt gjennom kraftstasjonen langs tilløps- og avløpstunnel. Bergartene her er sandstein, kvartsitt og leirskifer. Det forekommer også mindre soner med alunskifer. Disse sedimentære bergarter er opprinnelig avsatt over hverandre i horisontale lag. Ved overskyvninger har fjellet som nevnt fått denne spesielle struktur. Fjellflak inneholdende bergarter som gjenspeiler den primære struktur er skjøvet over hverandre og skilt ved tektoniske soner. Sonene kan variere meget i karakter fra stabilitetsmessig ubetydelige sprekkesoner til soner med løst, oppknust skifermateriale. Vannlekkasje kan forekomme.

Som det fremgår av fig. 2 ligger kraftstasjonen fullstendig i leirskifer, nær underliggende grense mot kvartsitt. Tilløpstunnelens nedre del går også hovedsakelig i leirskifer, men korte partier med kvartsitt tyder på at den "sneier" gjennom de høyeste kvartsitttoppene. Avløpstunnelen drives hovedsakelig i kvartsitt.

Luftputekammeret blir liggende i leirskifer mellom 2 tektoniske soner.



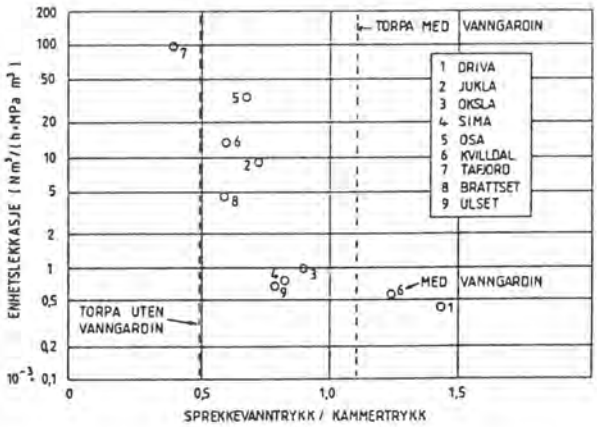
Figur 2: Geologisk profil ved Torpa kraftverk

BAKGRUNN FOR VALG AV LUFTPUTEKAMMER

Ser man på lengdeprofilet fig. 2 vil det fremgå at terrengoverflaten langs trykktunnelen ligger betydelig lavere enn HRV. Ved luftputekammeret er fjelloverdekningen kun halvparten av vanntrykket i meter. Et tradisjonelt svingesystem med åpen svingesjakt var således utelukket.

I denne situasjonen var alternativet et lukket svingesystem med luftpute, men spørsmålet var hvorvidt fjellforholdene var gode nok for dette.

Man hadde erfaringene fra 9 eksisterende luftputekammere i Norge å bygge på. Figur 3 viser målt lufttap ved disse som funksjon av forholdet poretrykk/kammertrykk. Som det fremgår her, har luftputekammeret i Tafjord et forhold mellom poretrykk i fjellet og kammertrykk under 0,5. Her var lufttapene så store at kammeret senere er satt ut av funksjon. Luftputekammerene ved Osa og Kvilldal har et tilsvarende forhold på ca. 0,6. Begge disse hadde betydelige lekkasjer. Ved Osa ble det foretatt omfattende etterinjeksjon, mens det ved Kvilldal ble etablert en vanngardin som endret trykkforholdet. Dette medførte også en betydelig lekkasjereduksjon. Ved Brattset kraftverk er også trykkforholdet 0,6. Her var lekkasjene små. Ved samtlige av disse anlegg, bortsett fra Tafjord, er trykkene mindre enn ved Torpa.



Figur 3: Luftlekkasje som funksjon av forholdet sprekkevannstrykk/kammertrykk

Ved Torpa er poretrykket i fjell ved en hydrostatisk fordeling ikke større enn 22,5 bar når det antas at grunnvannstanden ligger i terrengnivå. Kammertrykket blir 45 bar, altså blir trykkforholdet for Torpa 0,5. Det avgjørende spørsmål blir da hvor store lufttapene blir, hvor i diagrammet ville Torpa ligge?.

Det man visste var at luftputekammeret ville bli plassert i skifer som vanligvis er en tett bergart. Terrenget er forholdsvis horisontalt slik at deformasjonsmulighetene er små og etter en "normal" spenningsfordeling ville spenningene sannsynligvis bli store nok. Nødvendig tetting av kammeret var på prosjekteringsstadiet tenkt utført med systematisk injeksjon. Senere, i god tid før byggingen av kammeret startet, valgte man istedet vanngardin som tetting da dette hadde vært vellykket i Kvilldal. På dette tidspunkt var allerede, som vi skal komme tilbake til, de første spenningsmålinger i adkomsttunnelen til kraftstasjonen utført. Resultatene var gunstige og det var sannsynlig at spenningsforholdene også ved luftputekammeret ville være tilfredsstillende. Dessuten viste våre kostnadsberegninger at etablering av vanngardin var gunstig i forhold til en omstendelig fullinjeksjon rundt kammeret.

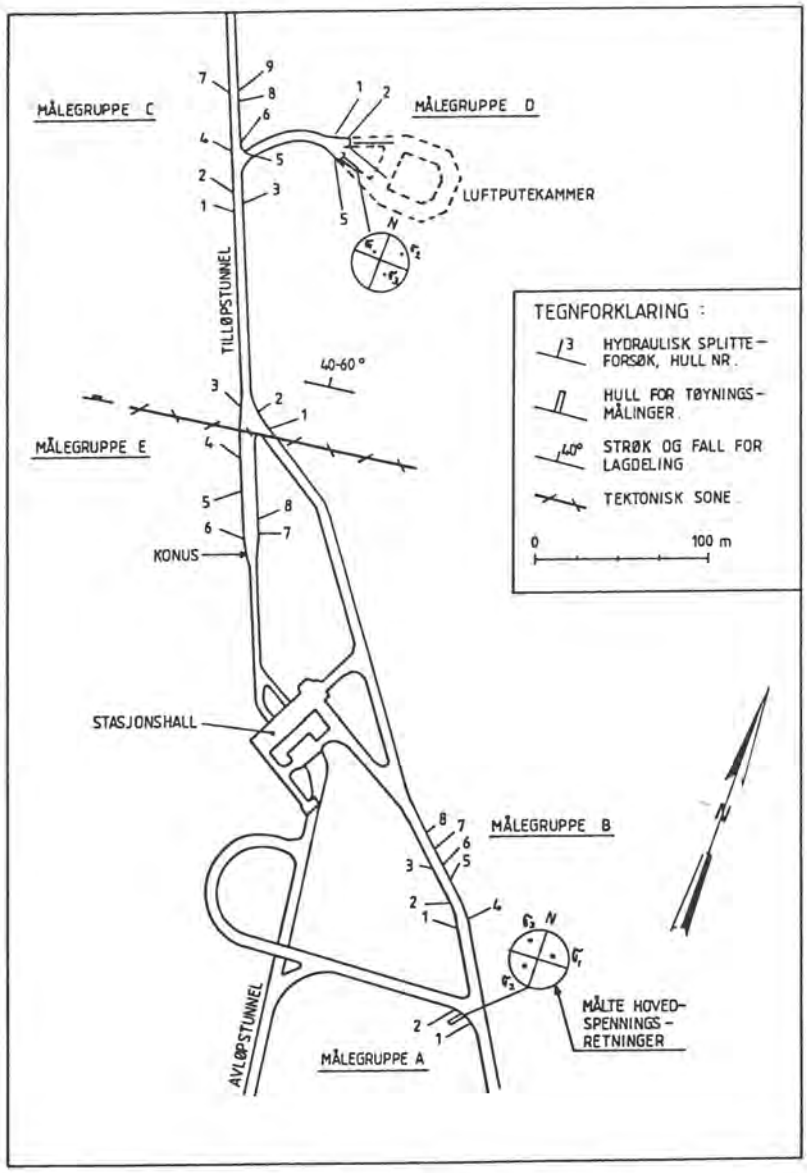
Luftputekammeret ved Torpa kraftverk blir således det første luftputekammer i Norge hvor vanngardin planlegges før bygging.

SPENNINGSFORHOLD

Hensikten med en vanngardin er å hindre luftlekkasje ved å bygge opp et poretrykk i berget rundt kammeret som er høyere enn kammertrykket. Imidlertid må dette forhøyede poretrykk ikke overstige fjellets minste hovedspenning. Skjer dette, vil det oppstå hydraulisk splitting med ukontrollert vann- og luftlekkasje. Spenningsforholdene er det derfor viktig å få kartlagt.

Figur 4 viser tunnelarrangementet i kraftstasjonsområdet. For kartlegging av spenningsforholdene er det utført hydrauliske splitteforsøk ialt 27 borhull av NGI. Dessuten er det på to steder utført spenningsmålinger ved overboringsmetoden av SINTEF. I disse hull er det også utført hydrauliske splitteforsøk. SINTEF har også utført splitteforsøk i 5 stk. 30 m lange borhull ved inngangen til luftputekammeret.

Målingene i måleområdene A og B, figur 4, ble utført i kraftverkets adkomsttunnel og resultatene var avgjørende ved den endelige plassering av kraftstasjon og vannvei. Dertil fikk resultatene betydning ved prosjektering av luftputekammeret. Resultatene ga en middelverdi for lukketrykket på 7,2 MPa, mens laveste verdi var 5,9 MPa. Dette gir en god sikkerhet for vannveien (vanntrykk ved konus blir 4,52 MPa).



Figur 4: Oversikt over kraftstasjon/luftputekammerområdet. Spenningsmålinger

Måle-område	Hull nr.	Splittetrykk MPa	Lukketrykk MPa				Merkn.
			Syklus 1	Syklus 2	Syklus 3	Middel	
A	1	15,0	4,5	7,2	5,3(5,7)	5,2	
(NGI)	2	21,7	7,0	7,0	7,5	7,2	
B	1	26,3	7,8	7,6	7,6	7,7	
(NGI)	2	17,5	9,0	8,7	8,7	8,8	
	3	-	5,7	6,0	6,0	5,9	ingen splitt
	4	-	10,3	12,3	13,3	11,9	" "
	5	-	-	-	-	-	mislykket
	6	20,3	7,0	7,0	7,0	7,0	
	7	-	6,8	6,8	6,8	6,8	ingen splitt
	8	18,3	7,0	7,0	6,8	6,9	
C	1	10,5	7,2	7,3	7,5	7,3	
(NGI)	2	(8,2)	5,7	5,7	5,6	5,7	ingen splitt
	3	10,3	5,9	5,8	5,9	5,9	
	4	(8,5)	6,7	7,1	6,8	6,9	ingen splitt
	5	(6,7)	5,7	5,7	5,7	5,7	" "
	6	16,0	6,7	6,7	6,7	6,7	
	7	12,8	7,0	6,3	6,1	6,5	
	8	(8,9)	4,5	4,1	4,2	4,2	ingen splitt
	9	10,8	5,6	5,4	5,4	5,5	
D	1	-	4,5 ?	4,0 ?	4,3 ?	-	lange hull
(SINTEF)	2	-	4,0 ?	3,5 ?	5,0 ?	-	" "
	3	-	5,5 ?	5,5 ?		-	" "
	4	-	5,8 ?	6,5 ?		-	" "
	5	-	4,4 ?	4,3 ?		-	" "
	5,5 m	11,3	4,5	4,4		4,45	kjernehull
	7,5 m	9,0	5,2	4,8		5,0	"
	9,5 m	20,0	4,8	4,5		4,65	"
E	1	-	7,9	8,4	8,5	8,3	ingen splitt
(NGI)	2	10,0	6,2	5,7	5,7	5,9	
	3	10,7	6,4	6,0	5,9	6,1	
	4	-	4,2	3,6	4,0	3,9	ingen splitt
	5	-	5,5	6,0	5,9	5,8	" "
	6	-	6,8	6,8	6,7	6,8	" "
	7	-	7,8	8,2	8,0	8,0	" "
	8	-	8,2	8,0	8,2	8,1	" "

Tøyningsmåling 1 : σ_1 = 7,2, σ_2 = 4,6, σ_3 = 2,5 MPa
Tøyningsmåling 2 : σ_1 = 6,6, σ_2 = 4,4, σ_3 = 3,8 MPa Alle $\pm$ 0,5 MPa

Tabell 1. Resultater splitteforsøk og tøyningsmåleforsøk

Målingene i område C ble foretatt for endelig plassering av luftputekammeret og dannet også grunnlag for bestemmelse av vanntrykk i vanngardinen. I måleområdet E, i sandfang/konusområdet, er målingene utført for kontroll av vannveiens mest kritiske område. Resultatene fra målingene fremgår av tabell 1.

Diskusjon av måleresultater

Resultatene viser at det er betydelig forskjell mellom beregnede spenninger ut fra målte tøyninger og spenninger, målt ved splitteforsøk. Lukketrykkene målt ved hydraulisk splitting er til dels betydelig større enn minste hovedspenning (σ_3) beregnet etter målte tøyninger.

Til begge målemetoder er det heftet feilkilder. Ved overboringsmålingene er det først og fremst anisotrope bergartsegenskaper og lagret energi (residualspenninger) som kan være feilkilder. Ved splittetestene er det muligheten for at et brudd kan følge en diskontinuitet eller et mekanisk svakhetsplan som kan gi usikre lukketrykk.

Det er også klart at de utregnede hovedspenninger fra tøyningsmålingene avviker klart fra den regionale tendens for slike målinger. I Norge og resten av Skandinavia er det funnet at horisontalspenningene i de øvre 500-800 m er høyere enn det som teoretisk kan beregnes. På det aktuelle dyp (200-300 m) ville det vært ventet en "normal" horisontalspenning på 1-1,5 x overlagringstrykket.

I seg selv er dette ikke nok til å forkaste målingene. Det må søkes mulige geologiske forklaringer. Således ligger det første hull med lavest σ_3 nær bergartsgrensen mellom skifer og kvartsitt. Under tektoniske bevegelser kan dette ha ført til spenningsomlagringer i berget. Slik spenningsomlagring er også registrert ved splittemålingene i sandfanget. Her er spenningene lokalt på den ene siden av den tektoniske sone betydelig lavere enn på den andre siden av sonen og i bergmassen forøvrig.
Dessuten vil bergspenningsmålinger ved lave spenningsnivåer gi lave målte tøyninger og mulighet for større prosentvise feil. På denne bakgrunn har vi sett tøyningsmålingene som et bekreftende supplement til splittetestene uten at vi har benyttet resultatene ved beregning av midlere minste hovedspenning (lukketrykk).

Måling med innpumping av vann i borehull til brudd slik det skjer ved hydrauliske splitte-/jekkeforsøk, er på den annen side en testemetode som ligner svært på den virkelige situasjon for en vanntunnel. Metoden har vært brukt tidligere som verifikasjon av beregninger ved Tjodan og Nyset-Steggje kraftverker. Disse kraftverk er satt i drift og fungerer tilfredsstillende.

Når det gjelder splitteforsøkene, benytter NGI ved sine forsøk et 15 m langt hull. Det støpes inn et 10 m langt rør ytterst i hullet, slik at selve trykkammeret blir ca. 5 m langt. Av og til krysser kammeret en eksisterende sprekk og det blir en jekketest i stedet for en splittetest, men resultatene er som regel greie å tolke. Forsøket kjøres over kort tid, 2-3 minutter.

Splittetestene som SINTEF foretar i kjerneborhull utføres med doble pakkere. Trykkammeret mellom pakkerene er 0,5 m langt. Ved et så kort kammer er muligheten for at testen utføres i sprekkefritt fjell større enn om kammeret er lenger. Mulighetene for at et virkelig splitteforsøk kan skje er gode. Disse testene ga tolkningsmessig gode resultater.

I SINTEF's lange hull (30 m) ble det også støpt inn et 10 m langt rør ytterst slik at trykkammeret ble 20 m langt. SINTEF kjørte imidlertid sine forsøk over vesentlig lenger tid, 25-60 minutter pr. forsøk.

Ved så lange hull er det utelukket at ikke eksisterende sprekker krysses. Eiendommelig ved testene i langhullene var at lukketrykkene var høyere enn åpningstrykkene. Etter min mening skyldes dette at ved den lange pumpetiden pumpes det inn såvidt mye vann i det eksisterende sprekkevolum rundt hullet at det bygges opp et høyere poretrykk. Avhengig av permeabiliteten vil det ta tid før dette overtrykk dreneres ut. Når pumpetrykket ved testen så reduseres, vil vannstrømmen inn i hullet stanse når pumpetrykket blir lavere enn dette forhøyede poretrykk. Dette vil så registreres som lukketrykket. Ganske karakteristisk steg dette "lukketrykk" når kapasiteten på pumpen ble økt. Pumpetiden ved splitteforsøk har vært diskutert i andre fora tidligere. Erfaringene fra forsøkene på Torpa tyder på at pumpetiden bør være så kort at ikke poretrykket i bergmassen rundt hullet økes. Dessuten må ikke kammerlengden være for stor. Lengder over 5 m bør trolig ikke benyttes.
Imidlertid er de lange hull velegnet til måling av fjellets permeabilitet, og ikke minst i denne situasjonen til å vurdere vannforbruket i vanngardinhullene.

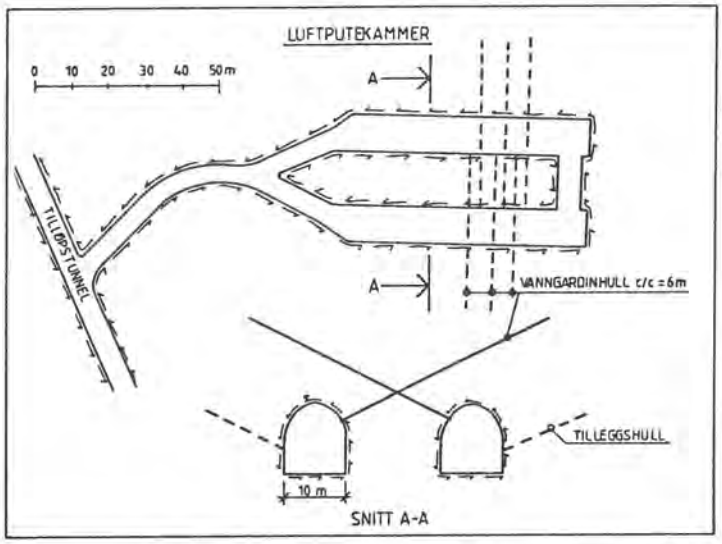
Vi har foretatt en nøye gjennomgang av måleresultatene. Her har vi utelatt målinger som er usikre tolkningsmessig samt urealistisk høye verdier. Dette har gitt en middelverdi for lukketrykk på 5,25 MPa.

Det statiske vanntrykk i luftputekammeret er 440 m): 4,4 MPa.

Ut fra dette er vanntrykket i vanngardinen satt til 4,9 MPa, altså med et overtrykk på 0,5 MPa i forhold til kammertrykket. Det er ikke tatt hensyn til svingninger ved avslag, da disse er svært kortvarige.

UTFORMING AV LUFTPUTEKAMMER OG VANNGARDIN

I utformingsprosessen for luftputekammeret med vanngardin var vi først innom en løsning med 2 parallelle kammere som vist på figur 5.

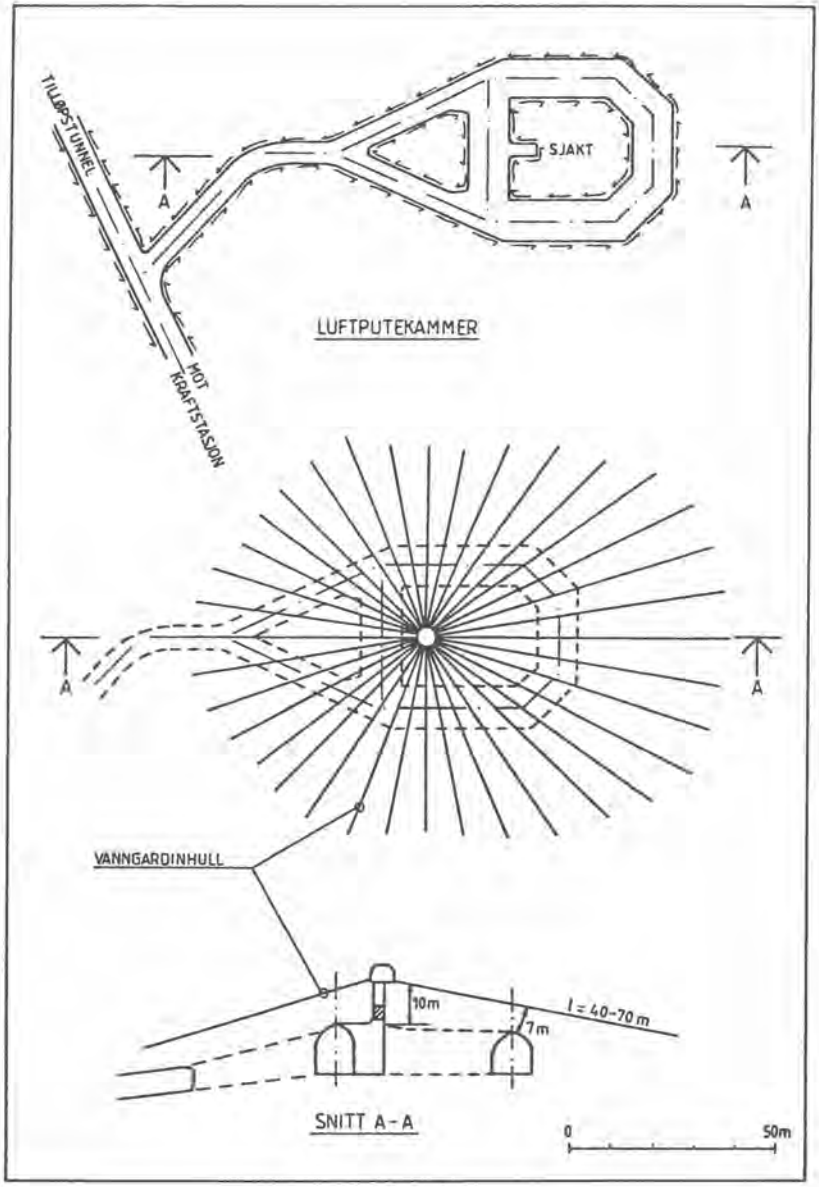


Figur 5: Opprinnelig luftputekammer med vanngardin

Som det ses var det tenkt å bore vanngardinhullene på skrå opp over hengen av et kammer fra vederlaget i det andre. Matematiske modellberegninger som SINTEF utførte viste at en slik løsning ville gi mulighet for lufttap langs ytterveggene av hvert kammer, da vanngardinhullene her lå for høyt oppe. Det ble nødvendig med en ekstra rad kortere gardinhull nede i ytterveggene som vist. Vanntilførsel i flere ledningssløyfer langs tunnelveggene og med tilkopling til hvert hull måtte etableres.

Med en rustfri utførelse ble dette kostbart og en meget komplisert løsning. Da det også viste seg at det i luftputekammeret i Kvilldal, hvor løsningen prinsipielt er den samme, hadde vært rørbrudd som satte luftputekammeret ut av funksjon, ble denne løsningen forkastet.

Figur 6 viser den løsning vi etter hvert fant frem til og som nå bygges.
Denne er prinsipielt helt forskjellig idet samtlige vanngardinhull er boret ut fra et felles kammer. Hele kammeret med hull settes under



Figur 6: Valgt utforming av luftputekammer med vanngardin

trykk uten rørtilkopling ved hullene. Som det fremgår av figuren er luftputekammeret gitt en tilnærmet ringformet design. Fra en sentralt liggende sjakt strosses det nevnte trykkammer ut med såle 10 m over heng av selve luftputekammeret. Vanngardinhullene stråler på skrå ut og nedover som spilene i en paraply fra trykkammeret. Minste avstand fra vanngardinhull til kammerheng er satt til 7,0 m. Dette gir noe varierende helning på hullene. Hullengden varierer fra 40-70 m. Hullene vil bli avviksmålt.

I sjakten støpes en betongpropp. For vanntilførsel føres 2 rør gjennom betongproppen. Hovedrøret munner ut like ovenfor proppen, mens det andre som er reserverør føres helt opp under hengen i trykkkammeret og tjener således som utluftingsrør under oppfyllingen. Hele kammeret med tilstøtende vanngardinhull fylles med vann og pumpes opp til det nevnte vanngardintrykk.

Luftputekammeret vil få et totalt volum på 12.000 m3 og et luftvolum på ca. 10.000 m3.

Hovedkammeret drives ut med en bredde på 9,5 m, med noe varierende høyde. Maksimal høyde er 11,5 m.

Luftputekammeret drives ut med en toppstoll og senere bunnstross. Under utdriving av toppstollen foretas systematisk sonderboring og vanntapsmåling foran stuff. Vanntapsmålingene utføres ved 2 trykktrinn, 20 og 50 bar. Det høyeste trykk tilsvarer vanngardintrykket. Sementinjeksjon foretas etter bestemte vanntapskriterier.

Berget viser seg stort sett å være ganske tett, men med enkelte markerte, noe vannførende sprekker. Disse følger bergets lagdeling og spenningsmålingene har vist at minste hovedspenning står normalt disse.

Etter at toppstollen er utdrevet, er det planen å foreta en etterinjeksjon med sement direkte på soner som gir vannlekkasje.

Basert på vanntapsmålingene under forinjeksjonen og de innledende målinger har vi kommet fram til en gjennomsnittlig permeabilitetskoeffisient på $K = 3 \times 10^{-15}$ m2. På basis av denne er det regnet ut et sannsynlig vannforbruk i vanngardinen på ca. 350 l/min. Pumpene vil bli dimensjonert for en lekkasje på 400 l/min., men med røroppleggfor å kunne øke kapasiteten om nødvendig.

For den driftsmessige kontroll av luftputekammer og vanngardin vil det etableres utstyr for måling av vannstanden i luftputekammeret. Pumpene til vanngardinen vil bli styrt av vanngardintrykket som måles i det nevnte evakueringsrør.

FORSKNINGSMESSIG MÅLEOPPLEGG

Luftputekammeret ved Torpa kraftverk er av stor forskningsmessig interesse, ikke minst med tanke på gasslagring i berg. Anlegget gir en enestående mulighet til å finne ut hva som skjer i og omkring et lukket gassvolum ved varierende trykk i berg.

Oppland energiverk har gitt sin tillatelse til at luftputekammeret ved kraftverket blir benyttet i forskningsmessig sammenheng. Styringskomitéen for "Gasslagerutvikling i Norden" har funnet å ville støtte et forskningsprosjekt her økonomisk.

Prosjektet koordineres av SINTEF og det er nedsatt en prosjektstyringsgruppe med representanter fra Oppland energiverk, SINTEF, NGI, Vattenfall og Berdal som følger prosjektgjennomføringen.

Det skal gjøres følgende målinger:

Temperaturmåling
- for å bestemme luftvolum og derved lufttap
- for å kunne vurdere graden av vannutveksling mellom tilløpstunnel og kammer.
  Derved kan luftoppløsning i kammervannet bestemmes bedre enn det man kan i dag.
- for å bestemme varmeovergang mellom mediene samt bergets varmeledningsevne.

Sprekkevannstrykk
- for å kontrollere virkelig trykkdistribusjon rundt kammeret i forhold til beregnet.
- for å finne hvor rask trykkresponsen utover i berget er ved endring av trykket i kammeret.
- for å finne hvor effektiv vanngardinen er, "Mer optimal utforming".
- for å finne avvik i luftlekkasje mellom registrert og beregnet ved gitte trykk.

Deformasjoner i berget
- for å finne eventuelle deformasjoner i gitte sprekkesystemer som følge av marginal fjelloverdekning.

Det er ventet at de forskningsmessige målinger vil foregå over en tidsperiode på minst 1 år etter oppstarting av kraftverket.

REFERANSER

Broch, E., Dahlø, T. S., Goodall, D., Kjørholt, H. (1987):
Preliminary Results from a Survey of the Norwegian Air Cushion Surge Chambers. Underground Hydropower Plants, Oslo 1987.

Selmer-Olsen, R.: Årsaken til luftlekkasje fra luftputekammeret ved Tafjord 5. Notat for forskningsprosjektet "Lekkasjeproblemer i norske fjellanlegg", 1983.

Norges Geotekniske institutt: Rapporter med resultater fra hydrauliske splitteforsøk. Interne rapporter 1987 og 1988.

SINTEF, avd. for bergteknikk: Bergspenningsmålinger og hydrauliske splittetester ved Torpa kraftstasjon. Intern rapport 1988.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1988

STABILITETSBEREGNING AV FUNDAMENT FOR 15 NORSKE HVELVDAMMER
FOUNDATION STABILITY ANALYSIS FOR 15 NORWEGIAN ARC DAMS

Siv.ing. G. Birgisson,
Ingeniør Chr. F. Grøner A.S.

Siv.ing. J.K.G. Rohde,
Ingeniør Chr. F. Grøner A.S.

SAMMENDRAG

Det er utført stabilitetsberegninger av damfundamentene for ialt 15 norske hvelvdammer. Likevektsberegninger av bergblokker basert på gjennomgående sprekkeplan og sprekkefriksjon som stabiliserende kraft, har ved to av dammene gitt lave sikkerhetsfaktorer. Forøvrig er beregnet sikkerhetsfaktor tilfredsstillende.

Ved grundingere feltkartlegging ved en av dammene med lav sikkerhetsfaktor, er det imidlertid påvist at sprekkeplan er usammenhengende. Nye beregninger basert på 1% brudd i intakt berg gir tilfresstillende beregnet sikkerhetsfaktor.

SUMMARY

Stability analysis of rock abutments for 15 Norwegian arc dams have in general revealed satisfying calculated safety factors.

The 3-D equilibrium rigid block analysis, based on pervasive rock discontinuities, and with friction as the only force resisting sliding, has resulted in low values of the factor of safety for two of the dams.

More detailed discontinuity survey for one of these dams has revealed that the potential sliding planes were unpervasive. By assuming only 1% fracture of intact rock bridges along the possible sliding planes the calculated factor of safety increases to a satisfying value.

INNLEDNING

I de følgende avsnitt er det gitt en omtale av beregningsmetode og resultat for fundamentstabilitet for ialt 15 norske hvelvdammer.

Dammenes beliggenhet er vist på kartoversikt figur 1 og karakteristiske data er gitt i tabell nr.1.

Figur 1. Beliggenhet av dammer.

Tabell 1 - karakteristiske data for beregnede dammer.

Som eksempel er gitt en nærmere omtale av beregninger ved to av dammene, Dam Vinkelfallet og Dam Votna.

Stabilitetsberegninger for Dam Vinkelfallet ble utført under bygging av dammen, som følge av de nye damforskrifter av 1. januar 1981.

De øvrige 14 dammer er beregnet som et ledd i etterkontroll av fundamentstabilitet ved ialt 17 norske hvelvdammer med damhøyde over 30m.

UNDERSØKELSESPROGRAM

Ved etterkontroll av fundamentstabilitet for de 14 dammene er undersøkelsene inndelt i følgende faser:

Fase I omfatter ingeniørgeologisk kartlegging med hovedvekt på sprekkesystem, svakhetssoner og eventuelle foliasjonsplan, klassifisering av sprekker mht. art og ruhet samt registrering av bergartenes trykkstyrke på sprekkeplan ved hjelp av prellammer. Lekkasjer evt. andre indikasjoner på poretrykk i bergmassene er registrert. Vurdering av mulige bruddmekanismer er foretatt på grunnlag av topografi og sprekkesystem. Samtlige av de 14 dammer er undersøkt i fase I.

Fase II omfatter stabilitetsberegninger av antatte bevegelige bergblokker basert på ingeniørgeologiske forhold rapportert fra fase I, damkrefter og hydrostatisk trykk. Fase II er gjennomført der mulig

bruddmekanisme er identifisert.

Beregninger foretatt ved Dam Vinkelfallet tilsvarer fase II av dette programmet.

BEREGNINGSMODELL

Beregningsmetoden er basert på en likevektsbetraktning av stive bergblokker, avgrenset av sprekkeplan (P1-Pn) og av naturlig terreng som vist på skissen i figur 2. Krefter som virker på den avgrensede bergblokk, er blokkens tyngde (W), vanntrykk U1-Un på avgrensningsplanene samt overføringskrefter fra dammen (Q).

Som stabiliserende krefter virker de skjærkrefter som mobiliseres langs et eller flere av avgrensningsplanene. Skjærstyrken er avhengig av sprekkeplanenes ruhet, fyllingsmateriale, trykkstyrke og kontaktarealet mellom sprekkeplan.

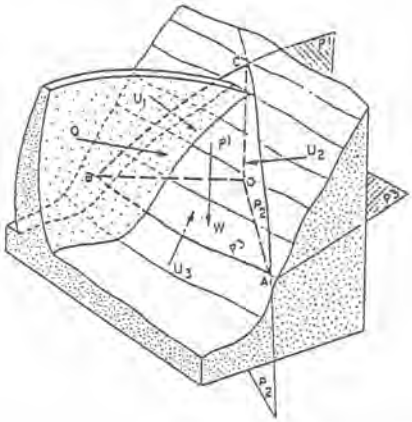


Fig. 2. Likevektsbetraktning av bergblokk

Som grunnlag for analysen bestemmes følgende:

- Orientering av aktuelle avgrensende sprekkeplan
- Glideblokkens tyngde
- Vanntrykk på blokkens avgrensende sprekkeplan
- Overføringskrefter fra dammen
- Skjærparametre på aktuelle glideplan

Som forutsetninger for analysen legges følgende til grunn:

- Volum er udeformerbart
- Intern brudd i bergblokken kan ikke skje, dvs. at blokken ikke kan deles opp i mindre blokker.

- Gjennomgående glideplan, dvs. ikke brudd i uoppsprukket berg og ren friksjon på sprekkeplan.

Ut ifra resultatvektorens retning og sprekkeplanenes orientering vurderes blokkenes mulige bevegelsesretning. Friksjonskrefter på glideplan beregnes.

Ved beregning av mobiliserbar skjærstyrke er følgende beregningsformel benyttet:

$$\tau = \sigma_n' \times \tan\left(JCR \times \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n'}\right) + \phi_r\right)$$

hvor:

τ = mobiliserbar skjærkraft
σ_n' = effektiv normalspenning
JRC = sprekkeplanets ruhetskoeffisient
JCS = sprekkeplanets trykkstyrke
ϕ_r = friksjonsvinkel på sprekkeplan (residual).

For disse parametre gjelder følgende:

σ_n' - effektiv normalspenning - avtar med økende sprekkevannstrykk.

JRC - sprekkeplanets ruhetskoeffisient - gir uttrykk for ruhet på sprekkeplan og vurderes ut ifra geologiske feltobservasjoner. Variasjonsområdet er fra 0 for en glatt sprekk til 20 for en ru sprekk.

JCS - Sprekkeplanets trykkstyrke - er lik bergartens enaksiale trykkstyrke (σ_c) for en uforvitret bergoverflate. JCS fastlegges på grunnlag av prellhammerforsøk i felten.

ϕ_r - residual friksjonsvinkel på sprekkeplan - fastlegges ut ifra basis friksjonsvinkel ϕ_b (gitt i tabeller for forskjellige bergarter) korrigert for forvitring på sprekkeplan. Friksjonsvinkelen er bl.a. avhengig av mineralsammensetning, forvitringsgrad og tidligere bevegelse på sprekkeplan. Forvitringsgrad bestemmes ved prellhammerforsøk utført i felten. Variasjonsområde for ϕ_b ligger normalt i størrelsesorden 25-35°. Ved uforvitrede sprekker benyttes ϕ_r lik ϕ_b.

For nærmere omtale av formelgrunnlaget vises til publikasjon nr. 105 og 119 fra NGI samt diverse artikler og foredrag av N. Barton.

Sikkerhetsfaktoren beregnes som forholdet mellom summen av mobiliserbare skjærkrefter og summen av drivende krefter.

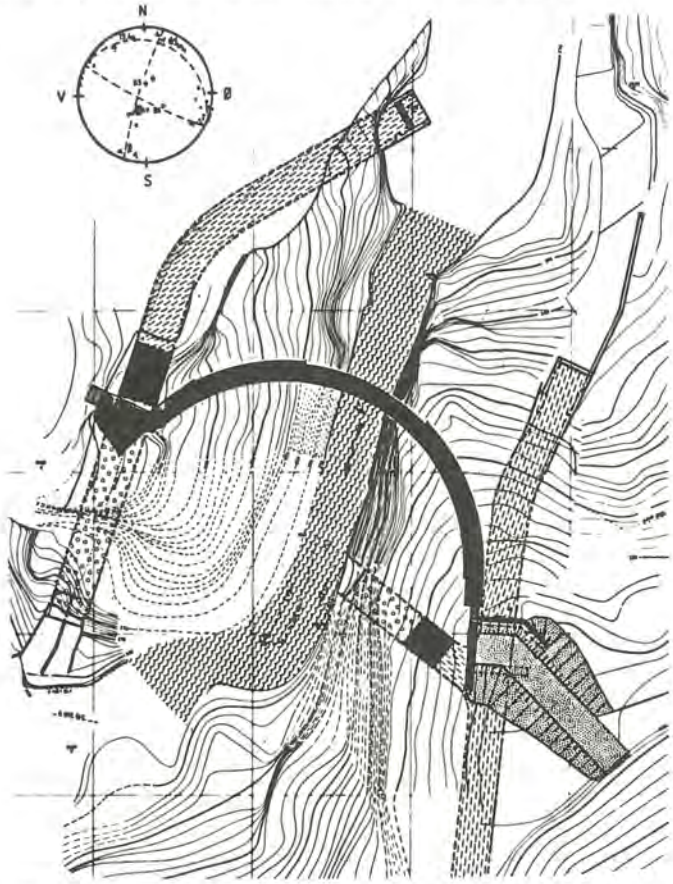
Sikkerhetsfaktorer for damvederlagene er beregnet ut ifra to forskjellige tilstander vedr. sprekkevannstrykk, drenert og udrenert. Ved drenert tilstand er antatt et maksimalt sprekkevannstrykk lik 1/3 av fullt vanntrykk, lineært avtagende til 0 ved bergoverflaten. Ved udrenert tilstand forutsettes sprekkevannstrykk lik fullt vanntrykk, lineært avtagende til 0 ved bergoverflaten.

DAM VINKELFALLET

Orientering

Dam Vinkelfallet er en hvelvdam i betong fundamentert på berggrunn. Fangdam ved dammens venstre (østre) vederlag, er en fyllingsdam som delvis er fundamentert på løsmasser.

Dammens utforming og beliggenhet er vist i figur 3.



Figur 3. Dam vinkelfallet med tunnelsystem.

Damstedet er lokalisert ca 2 km nord for Ringebu sentrum i Gudbrandsdalen, i nedre del av elveleiet for Våla - en sideelv av Gudbrandsdalslågen.

Elven har ved damstedet erodert en dyp, trang slukt med bratte bergvegger. Slukten følger bergmassenes sprekkeplan vekselvis i nordsydlig og øst - vestlig retning. Denne karakteristiske knekkformen i ca. 90° vinkel har gitt området sitt navn.

Dammens maksimale høyde er 35m og lengde målt langs damkrone er ca. 90m inkl. fangdam.

Dammen var ferdig bygget i 1983.

Grunnforhold

Bergarten i området består av lagdelt sandstein av eokambrisk alder, tilhørende Sparagmittformasjonen. Bergarten har øst - vestlig strøk og faller med ca. 15 - 25° mot nord. Bergmassene er tildels oppsprukne og stedvis forvitret, spesielt i overflaten (dagfjellssonen).

Tre sprekkesett er registrert i damområdet:

Sprekkesett I Øst - vestlig strøk med fall ca 15 - 20° mot nord (parallelt lagdelingen). Sprekkene er bølgete med middels ruhet. Skifrige lag med tynt, forvitret belegg forekommer. Antatte parametre ved beregning er JRC lik 10, JCS lik 70 MPa og $\emptyset_r$ lik 27°.

Sprekkesett II Øst - vestlig strøk med fall 80 - 90° mot syd. Sprekkene er diskontinuerlige og lite gjennomsettende med middels ruhet. Antatte parametre ved beregningen er JRC lik 15, JCS lik 100 MPa og $\emptyset_r$ lik 27°.

Sprekkesett III Nord - sydlig strøk med fall 80 - 90° mot vest. Sprekkene er kontinuerlige og gjennomsettende, tildels åpne med liten ruhet. Antatte parametre ved beregingen er JRC lik 5, JCS lik 70 MPa og $\emptyset_r$ lik 27°.

Sprekkesettene er representert i stereografisk projeksjon i figur 3.

Stabilitetsberegninger

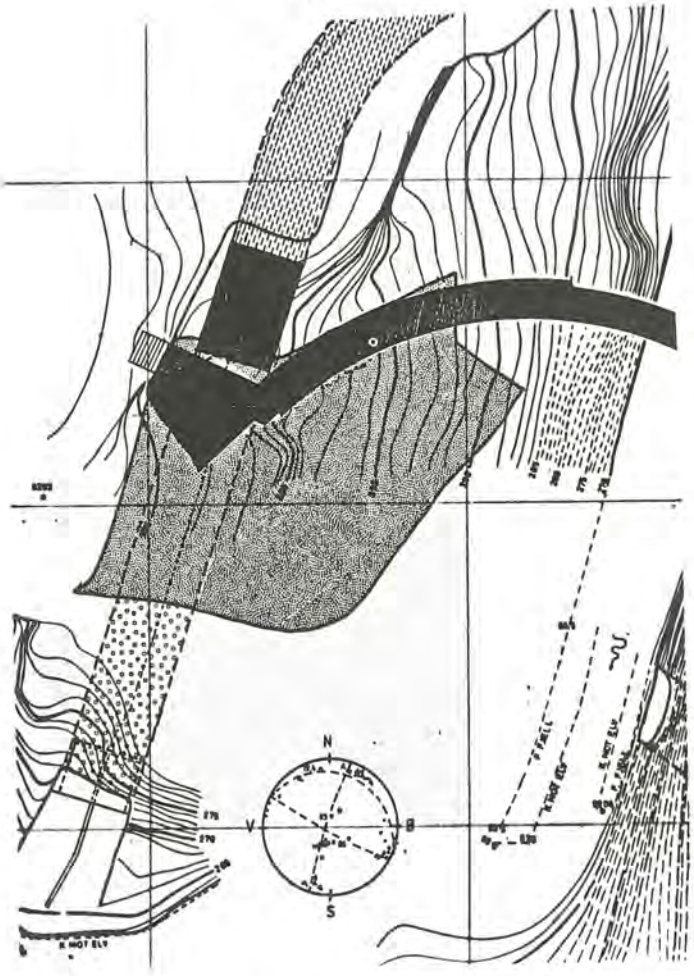
Den mest ugunstige kombinasjon av topografi og bergmassenes sprekkeplan er funnet ved dammens høyre vederlag (vestside) hvor terrenget faller meget bratt ned mot elven i en sydvendt skråning ca. 7 - 8m nedstrøms for damvederlaget. En mulig bevegelse av bergblokk avgrenset av de tre sprekkesett kan her foregå ut mot dalføret langs sprekkeplan I og II. Bergblokk med avgrensninger er vist på figur 4.

En tilsvarende mulig bruddmekanisme er ikke funnet ved dammens venstre (østre) vederlag.

Stabilitetsberegningene har gitt en sikkerhet mot utglidning i størrelseorden 3,2 - 4,0 ved hhv. udrenert og drenert tilstand.

Tiltak og observasjoner

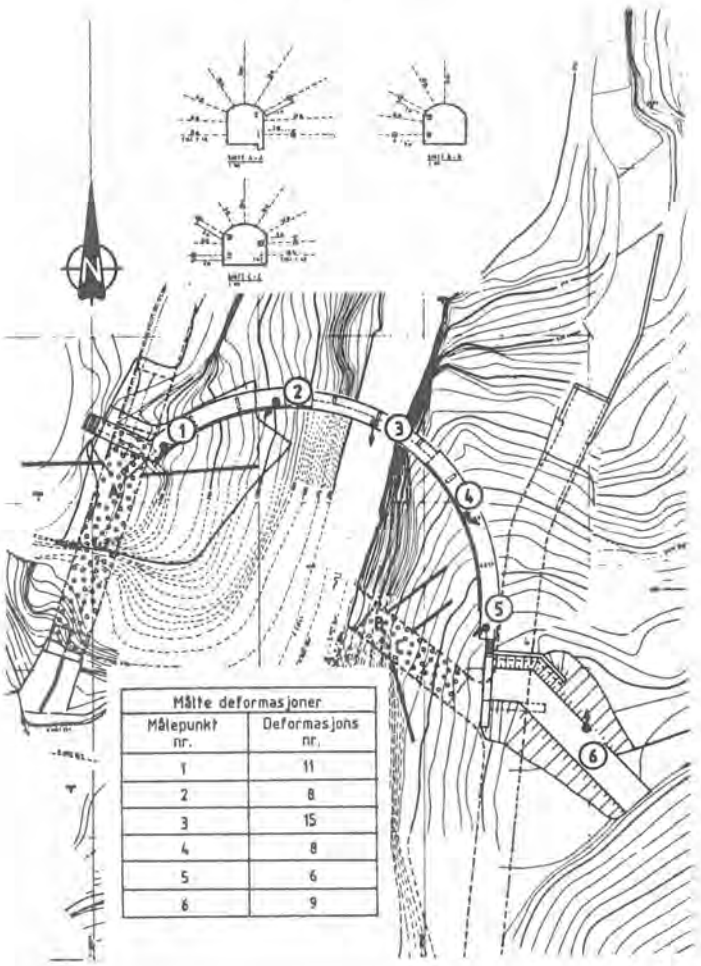
Ved damstedet er det utført tildels omfattende injeksjonsarbeider for å begrense lekkasje under damfundamentet. Denne injeksjonen bidrar til å begrense risiko for oppbygging av poretrykk nedstrøms for dammen. Ved siden av injeksjon, er det drevet separat tverrstoll for drenasje av dammens venstre vederlag. Omløpstunnelen fungerer som drenasjetunnel ved dammens høyre damvederlag. I tunnelene er det boret drenasjehull samt hull for installasjon av poretrykksmålere. Drenerte deler av tunnelsystemet, plassering av drenasjehull, poretrykksmålere og målebolter fremgår av figur 5.



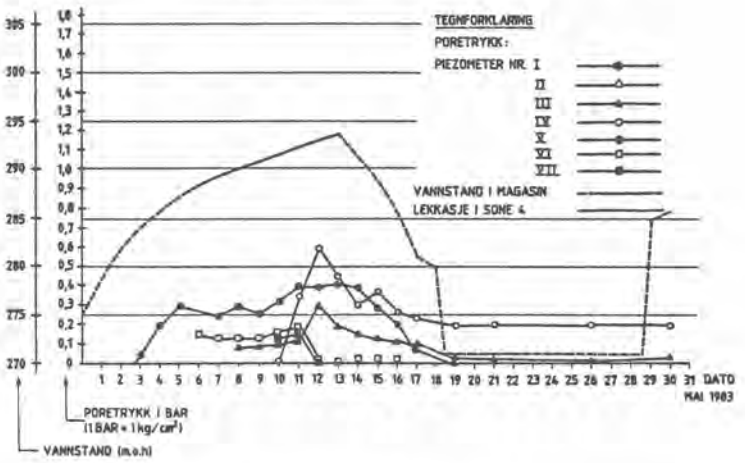
Figur 4. Bergblokk med avgrensningsplan.

Poretrykk i damfundamentet ble avlest ved første gangs oppfylling av magasinet og de første driftsår ved anlegget. I tillegg er deformasjonsmålinger foretatt 1 gang pr. år. Resultat av poretrykk og deformasjonsmålinger er fremstilt i figur 5 og 6.

Poretrykksmålinger i målerne III, IV og V viser en variasjon som korresponderer med vannstand i magasinet, mens reaksjoner i de øvrige målere er liten og tildels tilfeldig. Tilfeldige variasjoner kan ha forbindelse med nedbør evt. avsmelting i området. De målte sprekkevannstrykk ligger lavere enn vanntrykk tilsvarende hydrostatisk trykklinje fra dam til bergoverflaten.



Figur 5. Drenasjesystem, poretrykksmålere og målebolter.



Figur 6. Poretrykks- og vannstandsobservasjoner ved første gangs oppfylling.

DAM VOTNA

Orientering

Dam Votna er en del av Novle Kraftverk, vest for Haukelifjell ved Røldal. Dammen fungerer som en regulerings- og inntaksdam.

Dammens utforming og beliggenhet er vist på figur 7. Dammen er en ca. 52m høy dobbeltkrommet hvelvdam med kronelengde ca 142m.

Figur 7. Dam Votna.

Hvelvet er ved dammens høyre side avsluttet med en massivdam mot berg. Ved dammens venstre side er dammen avsluttet med en platedam.

Dammen ble bygget i 1964 - 66.

Grunnforhold

Berggrunnen ved Dam Votna består av metavulkanske bergarter av prekambrisk alder, sannsynligvis tilhørende Telemarksuiten. Bergmasser ved høyre damvederlag består for det meste av metabasalter, mens bergmasser ved venstre vederlag består av metarhyolitt.

Bergartene antas å være påvirket av skyvebevegelser idet de ligger like under det kaledonske skyvedekket. Ifølge det geologiske kart følger en regional forkastningssone langs kløften ved dammen. Den kan ha bidratt til økt oppsprekking og knusning i området. Metarhyolitten synes generelt å være lite forvitret og ha relativt gode mekaniske egenskaper sammenlignet med metabasalten.

Den primære lagstillingen i bergartene har strøkretning ca. N 160^{g} og steilt fall mot nordøst. Lagdelingen er imidlertid lite fremtredende, mens bergartene har en markert foliasjon i NS-retning med fall mot vest.

Fire sprekkesett er registrert i damområdet samt en sleppesone i venstre vederlag:

Sprekkesett A: Sprekkesett parallelt bergartens sekundære skifrighetsplan med NNØ-lig strøk og fall mot øst. Plane sprekkeflater med noe glimmerbelegg.

Sprekkesett B: Regionalt sprekkesett med strøkretning mot NØ og fall mot SØ. Sprekkene er kontinuerlige og gjennomsettende over store avstander uten fyllingsmateriell.

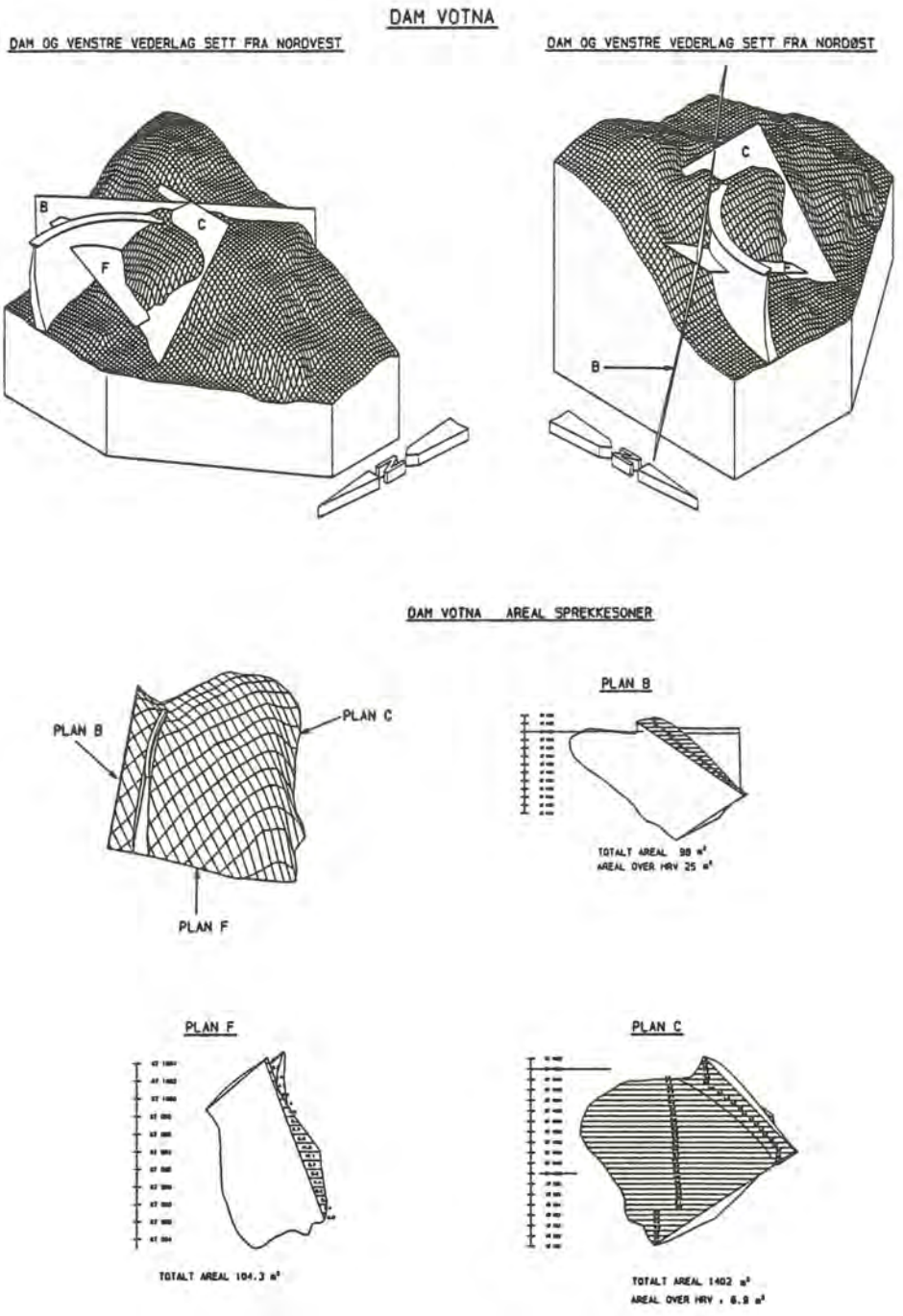
Sprekkesett C: Regionalt sprekkesett med strøkretning NØ til SØ og fall mot NV eller NØ. Sprekkene er diskontinuerlige og lite gjennomsettende. De fleste sprekkefalter er glatte, ofte bølgende eller krumme. (Utglidning av blokker langs slike flater vil kunne være betinget av brudd i fast fjell). Noe omvandlingsmateriell på enkelte spekter.

Antatte spekterparametre for glideplan er JRC lik 10, JCS lik 150 MPa og $\emptyset_r$ lik 30°.

Sprekkesett D: Steile sprekker med strøkretning S eller SØ og fall mot NØ eller SV. Plane sprekkeflater ofte med forskifring av bergartene nær sprekker.

Sprekkesett F: Sleppesone med noe usikker retning og 30^{g} fall mot vest. Antatt friksjonsvinkel for sleppesone er $\emptyset_r$ lik 22°

Oppsprekningsmønsteret i vederlagene er vist i stereografisk projeksjon på figur 7.



Figur 8. Bergblokk med avgrensningsplan.

Stabilitetsberegninger

Beregningene er utført på en mulig glideblokk i venstre vederlag.

Den aktuelle glideblokk avgrenses av sprekkeplan C ($100^g/56^g$N) og F ($0^g/30^g$V) nedstrøms dammen og sprekkeplan B ($55^g/88^g$ SØ) oppstrøms dammen (se figur 8):

Ved beregning av blokkenes volum og sprekkeplanenes areal er det benyttet en databasert terrengmodell (TERMOS).

Beregningene viser at blokken kan bevege seg langs sprekkeplan. C, mens plan F og B vil åpne seg ved bevegelse. Mobiliserbar skjærkraft på C-planet vil motvirke blokkens glidning.

Sikkerhetsfaktor for glideblokken basert på gjennomgående avgrensningsplan og ren friksjon er beregnet lik 1,1 og 0,5 for henholdsvis drenert og udrenert vanntrykk på sprekkeplanene og basis friksjonsvinkel Øb lik 30 grader for sprekkeplan C.

Det er foretatt ny befaring ved damstedet ved nedtappet magasin hvor vegfylling ved damvederlag var fjernet for å kunne vurdere sprekkeplans utholdenhet. Ved befaringen fremkom at mulige glideplan (plan C) ikke var en sammenhengende sprekk, men besto av flere parallelle og tildels usammenhengende flater.

Nye beregninger, foretatt på bakgrunn av disse observasjoner og antatt brudd i fast berg på 1 % av sprekkeflatens areal, har gitt en sikkerhetsfaktor på hhv. 3.1 og 2.4 for drenert og udrenert tilstand.

SLUTTBEMERKNINGER

Observasjoner mht. porevannstrykk, lekkasjeforhold og deformasjoner ved Dam Vinkelfallet ble foretatt ved første gangs oppfylling av magasin. Innmåling av målebolter foretas rutinemessig 1 g. pr. år. Resultatenes størrelsesorden er tilfredstillende, og de beregnede sikkerhetsfaktorer ligger på et betryggende nivå.

For de øvrige 14 dammene er Fase I ferdig og Fase II- undersøkelse med en forenklet stabilitetsberegning er utført for 5 av disse dammene.

Foruten ved Dam Votna, har beregninger basert på gjennomomgående sprekkeplan og ren friksjon gitt en lav sikkerhetsfaktor ved Dam Langlivatn.

En grundigere vurdering av poretrykk, volum av blokk, sprekkenes utholdenhet og sprekkeparametre, dvs ruhet og bergartens trykkstyrke ved Langlivatn er under utførelse.

Eksemplet fra Dam Votna viser at de forenklede forutsetninger som legges til grunn ved beregninger i fase II (med bl. a. gjennomgående glideplan), er relativt konservativ. En beskjeden økning i andel brudd i friskt berg på 1% ga her en økning i den beregnede sikkerhetsfaktor på fra hhv 0,5 og 1,1 ved udrenert/ drenert tilstand til hhv. 2.4 og 3.1.

REFERANSER

Barton, N. 1974: A review of the Shear Strength of Filled Discontinuities in Rock, NGI Publikasjon nr. 105, Oslo.

Barton, N. and Choubey, V. 1977: The Shear Strength og Rock Joints in Theory and Practice. Rock mechanics 10, s. 1-54.

Brown, E.T. (ed) 1981: Rock Characterization, testing and monitoring. ISRM suggested methods, Oxford, 211 s.

Huek, E. and Bray, J.W. 1974: Rock Slope engineering. Inst. mining and metallurgy, London, 358 s.

Londe, P. 1973: Analysis of the stability of rock slopes. Q. Jl. Engineering Geology, Vol. 6.

Londe, P. 1973: Rock mechanics and dam foundation design. ICOLD, Paris, 101 s.

Londe, P., Vigier, G. and Vormeringer, R. 1969: Stability of Rock Slopes. A three-dimensional study. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 95, No. SM1, s. 235-262.

Nilsen, B. 1979: Stabilitet av høye fjellskjæringer. Rep. 11, Geol. Inst., NTH, Trondheim.

Tabell 1

DAM	BELIGGENHET	KRAFTSELSKAP	DAMHØYDE	FERDIG BYGGET	BERGGRUNN
1. VINKELFALLET	Oppland	Mid-Gudbrandsdal Elektrisitetsverk	35 m	1983	Sandstein
2. ZAKARIASVATN	Møre og Romsdal	Tafjord Kraftselskap	95 m	1969	Båndet gneis
3. NIBBEHØL	Hordaland	A/S Tyssefaldene	35,5 m	1966	"
4. N. HÅVARDSVATN	"	Statkraftverkene	43 m	1974	Fyllitt
5. SLETTEDALEN	Rogaland	Saudefaldene	75 m	1951	Foldet gneis
6. N. BERDALSVATN	"	"	ca. 30 m	1954	Granittisk gneis
7. VOTNA	Hordaland	Røldal-Suldal Kraft A/S	51 m	1967	Metabasalt- og Metarhyolitt
8. BREIVA	Rogaland	Lyse Kraft	53 m	1964	Granitt og gneis
9. KILEN	Vest Agder	Sira-Kvina Kraftselskap	36 m	1970	Båndet granittisk gneis
10. JUVATN	"	Vest-Agder Elektrisitetsverk	46 m	1958	Granittisk gneis
11. RAUDALSVATN	Oppland	Glommen og Laagens Brukseierforening	40 m	1952	Peridotitt
12. LANGLIVATN	Nordmarka	Oslo Vann- og avløpsverk	45 m	1941	Monzonitt
13. HOLMVATN	Nordland	Helgeland Kraftlag	30 m	1971	Glimmerskifer
14. RØDBERGSDAMMEN	Buskerud	Statkraftverkene	25 m	1946	Amfibolitt
15. N. SØDALSVATN	Sogn og Fjordane	Sogn og Fjordane Energiverk	39 m	1973	Sandstein

TVERRSLAGSPROPP VED MEL KRAFTVERK

ACCESS GATE PLUG AT MEL HYDROPOWER PROJECT

Dr. ing. Jan Bergh-Christensen
Siv.ing. Elliot Strømme A/S

SAMMENDRAG

Mel kraftverk i Sogn bygges ut av Sogn og Fjordane Energiverk.

Prosjektet inkluderer uforet trykksjakt og trykktunnel med et maksimalt vanntrykk på 740 m.

For adkomst til trykktunnel og sandfangkammer bygges en 27 m lang tverrslagspropp med adkomstport. Med et dimensjonerende statisk vanntrykk på 740 m innebærer dette ny verdensrekord for denne type plugg. Tetting av proppen vil skje med høytrykks epoxyinjeksjon etter de nye injeksjonsprinsipper som er utviklet her i landet de seneste årene.

Som ledd i et forskningsprosjekt vedrørende høytrykkspropper vil tverrslagsproppen ved Mel kraftverk bli instrumentert for å registrere belastnings- og poretrykksfordeling før, under og etter idriftssettelse.

SUMMARY

The Mel hydropower project in Sogn, Western Norway, is presently under construction.

The project includes an unlined pressure shaft and pressure tunnel with a maximum water head of 740 m.

A gate plug rendering access to the pressure tunnel is presently under construction. With a static design water pressure of 740 m, this implies a new world record for high head access gate plugs.

In order to secure impermeability at this extreme pressure, the 27 m long plug will be treated by epoxy grouting in accordance with the new principles of high-pressure grouting developed in Norway during the last years.

The plug will be instrumented for monitoring of load distribution and pore pressures during and after pressurizing of the plug.

INNLEDNING

Norsk vannkraft har lange tradisjoner i bruk av uforede vannveier, og våre mer enn 80 uforede trykksjakter og trykktunneler med vanntrykk fra 150 m opp til 965 m representerer en unik pionérinnsats og et unikt erfaringsmateriale.

Det kan idag registreres en økende internasjonal interesse for bruk av uforede tunneler og upansrede sjakter for vannkraftprosjekter. Her ligger et interessant eksportpotensiale for norsk know-how. For at våre designprinsipper skal oppnå troverdighet, kreves det imidlertid at vi kan fremlegge en fyldig dokumentasjon av såvel designgrunnlag som av utførte prosjekter. På dette området har vi fremdeles mye ugjort.

PROPPKONSTRUKSJONER

Et kritisk element ved uforede høytrykkstunneler er de proppkonstuksjonene som danner barrierene mot de tørre delene av kraftverket.

De to hovedtypene av plugger er illustrert i fig. 1.

Fig. 1. Prinsippskisse av rørpropp og tverrslagspropp.

Rørproppen utgjør overgangen fra uforet vannvei til stålpansring.

Ved enkelte anlegg skjer adkomst til sandfangkammeret via en demonterbar rørseksjon nedstrøms rørproppen. Vanligvis er imidlertid adkomsten til den uforede vannveien via en eller flere tverrslagspropper. Dette er en betongkonstruksjon med stålforing i en større eller mindre del av propplengden, og med demonterbar stålport for adkomst.

Fig. 2 viser forholdet mellom propplengde og vanntrykk ved endel norske kraftverk. Det illustrerte propplengdene varierer fra 2,5% opp til 11% av vanntrykket.

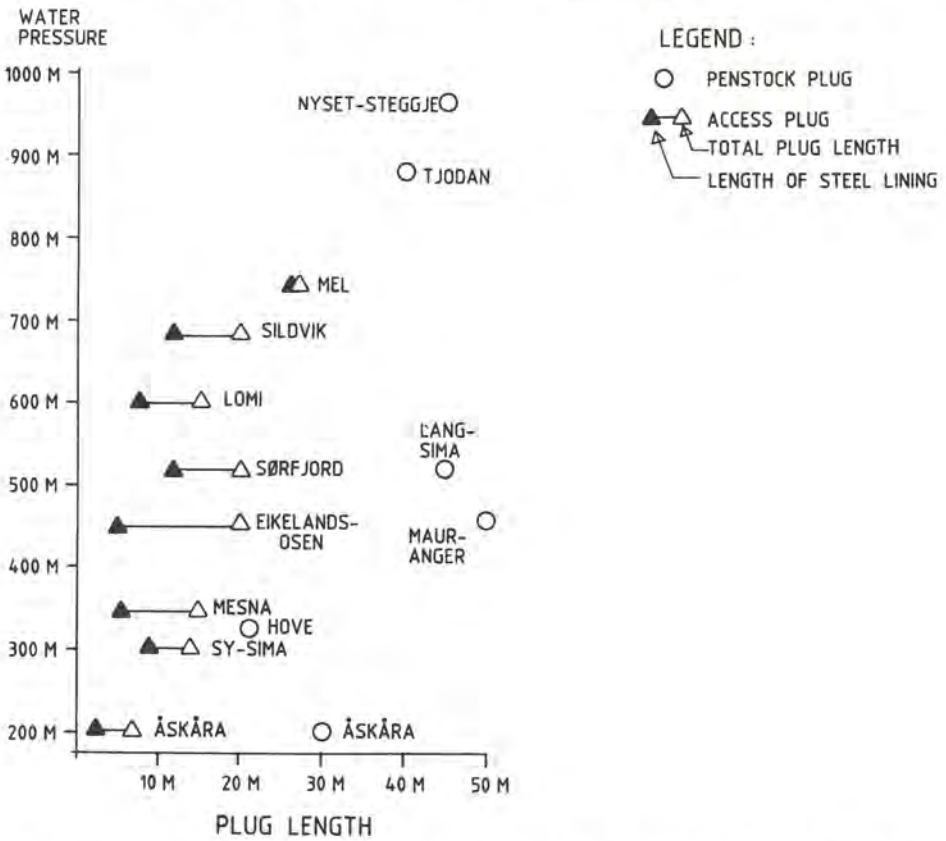


Fig. 2. Forholdet mellom vanntrykk og propplengde ved endel norske kraftverk.

De nyere proppkonstruksjonene ligger i området 3 til 5%. Dette tilsvarer en gjennomsnittlig hydraulisk gradient langs proppen på fra 30 til 20.

DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

Ved utformingen av en proppkonstruksjon er det to hovedhensyn som skal ivaretas:

- Proppen må konstruktivt utformes slik at belastningene fra vanntrykket overføres via stål og betong til fjell på forsvarlig måte.

- Proppen skal i samvirke med det omgivende fjell utgjøre en effektiv tetningsbarriere.

Hva gjelder det første punktet er situasjonen at en propp er en bygningsteknisk konstruksjon som kommer inn under de vanlige prosjekteringsregler og standarder for stål og betong.

For å ivareta det andre punktet er et effektivt injeksjonsopplegg alfa og omega.

LEKKASJEPROBLEMER

Tradisjonelt ble proppkonstruksjoner injisert med sement, ofte ved relativt lave injeksjonstrykk. Vanligvis utgjør proppene tidskritiske konstruksjoner helt på slutten av byggeperioden, og dette har nok tidvis ført til avvik fra de ideelle krav til herdetider og injeksjonsprogram i en hektisk innspurt.

Realiteten er i hvert fall at vi har et stort antall propper her i landet som lekker. I beste fall innebærer dette et vedlikeholdsproblem, men i endel tilfeller utgjør den kapitaliserte verdi av vanntapet betydelige summer.

Ved høyere vanntrykk kan også lekkasjer og en ukontrollert poretrykksfordeling langs proppen innebære en sikkerhetsmessig risiko.

NYE INJEKSJONSPRINSIPPER

Utviklingen mot stadig høyere vanntrykk har tvunget frem nye og mer effektive prinsipper for proppinjeksjon. Dette innebærer bl.a. bruk av spesielle injeksjonsslanger for kontaktinjeksjon stål/betong, betong/fjell og i støpefuger, bruk av epoxy som injeksjonsmedium og anvendelse av høye injeksjonstrykk (50-100 Bar).

I større målestokk ble denne teknologien første gang anvendt ved rørproppen på Tjodan kraftverk (880 m vanntrykk) og har siden vært brukt med gode resultater bl.a. ved tverrslagsproppen ved Eikelandsosen kraftverk (450 m trykk) og ved rørproppen for Nyset-Steggje kraftverk (965 m trykk).

Som et nytt eksempel skal nedenfor skisseres opplegget for utforming og injeksjon av tverrslagsproppen ved Mel kraftverk.

MEL KRAFTVERK

Mel kraftverk er under utbygging i Balestrand kommune i Sogn. Byggherre er Sogn og Fjordane Energiverk, med H. Eeg-Henriksen som hovedentreprenør, og Siv.ing. Elliot Strømme A/S som hovedkonsulent.

Kraftstasjonen får en installasjon på 53 MW ved en brutto fallhøyde på 835 m.

Fig. 3 viser et profil av hovedanlegget. Dette innbefatter uforet trykksjakt og en 20 m^2 uforet trykktunnel med et maks. vanntrykk på 740 m.

Fig. 3. Mel kraftverk.
Profil av hovedtunnelsystemet.

Fra sandfangkammeret ved nedre ende av trykktunnelen fører en stålforet trykksjakt ned til stasjonen.

TVERRSLAGSPROPPEN

Fig. 4 viser plasseringen av tverrslagsproppen i transporttunnelen inn til sandfangkammeret.

Bergarten i området er en massiv båndet gneis. Fjellet er lite oppsprukket, men bergtrykket forårsaker en del avskalling og bomfjelldannelse i transporttunnelen.

Selve proppkonstruksjonen er vist i fig. 5. Proppen får en lengde på 27 m, fordelt på 3 støpeseksjoner á 9 m.

Proppen er utformet med stålforing (diameter 1,6 m) i hele propplengden og med "bulkhead" adkomstport plassert i oppstrøms ende.

For å sikre maksimal vanntetthet benyttes høytrykks epoxyinjeksjon av støpefuger samt for kontaktsonen betong/fjell og stål/betong. Denne injeksjonen utføres etter at betongproppen er herdet. Injeksjonen utføres gjennom innmonterte injeksjonsslanger.

Stålforingen er dimensjonert for et utvendig injeksjonstrykk på 80 Bar, og muliggjør således en effektiv høytrykkskontaktinjeksjon av hele pluggen i en operasjon.

PRINSIPP FOR INJEKSJONSARBEIDENE

Kritiske punkter

I samvirkekonstruksjonen stålforing-betong-fjell er de kritiske punkter, med hensyn til lekkasjer, i første rekke knyttet til støpefuger, kontaktsonene betong-fjell (spesielt hengen), samt kontakten stål-betong (spesielt underkant stålforing). Videre vil fjellet på det nærmeste par meter mot tunnelkonturen kunne ha en viss permeabilitet knyttet til sprekker og riss forårsaket av sprengningen og bergtrykket.

I fjellet for øvrig vil potensielle lekkasjeveier i første rekke være knyttet til eventuelle markante, permeable sprekke- eller sleppesoner.

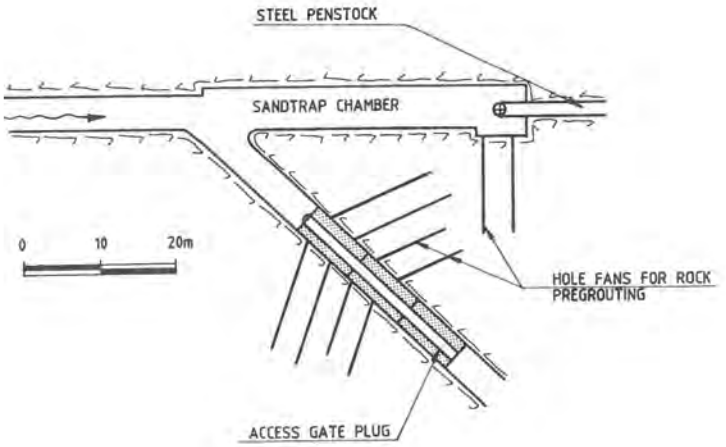


Fig. 4. Mel kraftverk.
Plan over sandfangkammer og tverrslagspropp.

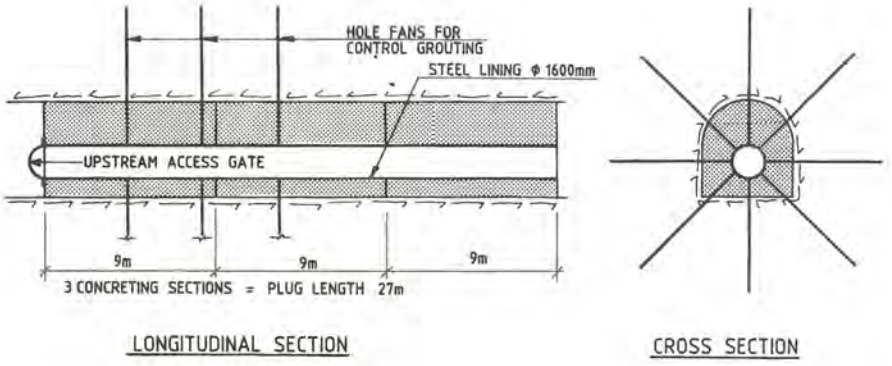


Fig. 5. Mel kraftverk.
Tverrslagsproppen.

Metodikk

Injeksjonsopplegget for tverrslagsproppen er basert på følgende hovedprinsipp :

1. Før støping av propp :
   Tetthetskontroll, og eventuelt dypinjeksjon av fjellet i proppområdet gjennom 10 og 20 m dype hullvifter.

   Tetthetskontroll :
   Vannpressing ved 80 Bar.

   Injeksjon :
   Epoxy høytrykksinjeksjon.

2. Under støping av propp :
   For hver støpeseksjon foretas etterinjeksjon i hengen for å fylle evt. lommer. Gyserør legges frem til høybrekkpunkter. I tillegg monteres injeksjonsslange i hengen.

   Injeksjonsmiddel : Sement. Moderat injeksjonstrykk.

3. Etter støp og herding av propp :
   Etterinjeksjon av støpefuger samt kontaktinjeksjon betong/fjell og stål/betong ved hjelp av innmonterte injeksjonsslanger.

   Injeksjonsmiddel : Polyurethan og Epoxy. Høyt injeksjonstrykk.

4. Kontrollinjeksjon i hullkranser boret gjennom stålrør og betong inn i fjell.

   Injeksjonsmiddel : Epoxy. Høyt injeksjonstrykk.

FORINJEKSJON

Fig. 4 viser plasseringen av forinjeksjonsskjermer i proppområdet samt i sandfangkammer. Av ialt 38 hull viste bare 5 stk. registrerbare lekkasjer, i størrelsesorden 1 l/min ved 80 Bar trykk. Disse ble injisert med epoxy. De øvrige hullene var helt tette, og ble fylt opp med ekspanderende mørtel. Dette indikerer gunstige forhold med ekstremt tett fjell i proppområdet.

STØPING AV PROPP

Etter at fjellet i proppområdet er klinkrensket og stålforingen montert, støpes tverrslagsproppen i tre seksjoner á 9 m. Hver seksjon støpes i en kontinuerlig operasjon, uten horisontale støpeskjøter.

For hver seksjon legges injeksjonsrør inn til høybrekk/-lommer i hengen. Etter støping gyses disse med ekspopanderende mørtel.

I tillegg monteres i hver seksjon injeksjonsslange i hengen i hele seksjonenes lengde. Denne injiseres med sementbasert injeksjonsmiddel før neste seksjon støpes.

Det monteres temperaturfølere for registrering av temperaturutviklingen i proppen. Det er viktig at alt svinn av betydning er utviklet før den kjemiske injeksjon igangsettes.

HØYTRYKKS KONTAKT- OG FUGEINJEKSJON

Injeksjonsslanger for kontaktinjeksjon monteres inn i følgende områder :

- De vertikale støpefuger
- På stålrøret for kontaktinjeksjon betong/stål
- På fjellflaten for kontaktinjeksjon fjell/betong.

For å hindre lekkasje av epoxy langs fugene betong/fjell og stål/betong i endene av proppen, gjennomføres en spesiell barriereinjeksjon med polyurethan i oppstrøms og nedstrøms ende av proppen før hovedinjeksjonen. Deretter kontaktinjiseres hele proppen med epoxy i en operasjon, med krav til stående sluttrykk på 80 Bar.

KONTROLLINJEKSJON

Etter at ovennevnte høytrykks epoxyinjeksjon er fullført, skal det gjennomføres kontrollinjeksjon i oppstrøms del av proppen. Det bores opp 3 kranser á 8 hull. Boringen foretas gjennom prefabrikkerte hull i stålrøret, og borehullene skal gå gjennom betongen og 5 m inn i fjell, som vist på fig. 5.

Injeksjonen foretas gjennom injeksjonsnipler som skrus inn i de gjengede hullene i stålforingen. Som injeksjonsmiddel anvendes epoxy, og det skal anvendes et sluttrykk på 80 Bar.

Kontrollhullene gir en sjekk på kvaliteten av kontaktinjeksjonen, og vil i tillegg tette eventuelle permeable riss i fjellet i nærsonen mot fjelloverflaten. Det kan her forventes bergtrykks- og sprengningsriss som ikke har blitt omfattet av forinjeksjonen (ligger utenfor pakkeren), og hvor det heller ikke kan påregnes full inntrengning av injeksjonsmiddel fra kontaktinjeksjonen.

INSTRUMENTERING AV PROPPEN

Fig. 6 viser det planlagte opplegg for instrumentering av tverrslagsproppen ved Mel kraftverk.

Instrumenteringen har til hensikt å overvåke:

- Poretrykksfordelingen i fjellet ved proppen før, under og etter oppfylling av tunnelsystemet.
- Poretrykksutviklingen i selve betongproppen under og etter fylling av tunnelsystemet.
- Belastningsfordeling på stålrøret under injeksjon og påfølgende trykksetting av systemet.

Disse måledataene vil ha to hovedfunksjoner, - den første er at instrumenteringen gir mulighet for å overvåke at poretrykksoppbygging og belastningspåføring under første gangs fylling skjer på en betryggende måte.

Dersom det mot formodning skulle opptre urovekkende indikasjoner, kan oppfyllingen stoppes, og eventuelle supplerende tiltak utføres før det har oppstått skader på konstruksjonene.

Den annen hovedfunksjon med instrumenteringen er at denne vil gi en verdifull dokumentasjon av poretrykksutvikling og belastningsfordeling for denne type propper ved høye vanntrykk. På dette feltet foreligger svært lite måledata pr. i dag. Instrumenteringen kan således bidra til å gi et bedre dimensjoneringsgrunnlag for fremtidige proppkonstruksjoner.

Instrumenteringen består i tre hovedelementer:

- Poretrykksmålere for registrering av poretrykk i fjell.

- Poretrykksmålere for registrering av poretrykk i betongen.

- Tøyningsmålere for registrering av belastningsendringer på stålforingen.

Poretrykksmålerne vil gi et bilde av gradientutviklingen i og omkring proppen under og etter oppfylling.

Den indre stålforingen i proppen vil fungere som en trykkfølsom membran. Endringer i belastningene på stålrøret på grunn av injeksjon, poretrykksøkning m.v. vil gi tøyninger i røret som kan registreres ved hjelp av egnet utstyr.

Dette kan bidra til å gi svar på spørsmål som:

- I hvilken grad gir høytrykksinjeksjonen en forspenning - dvs. forhåndsbelastning av stålrøret ?

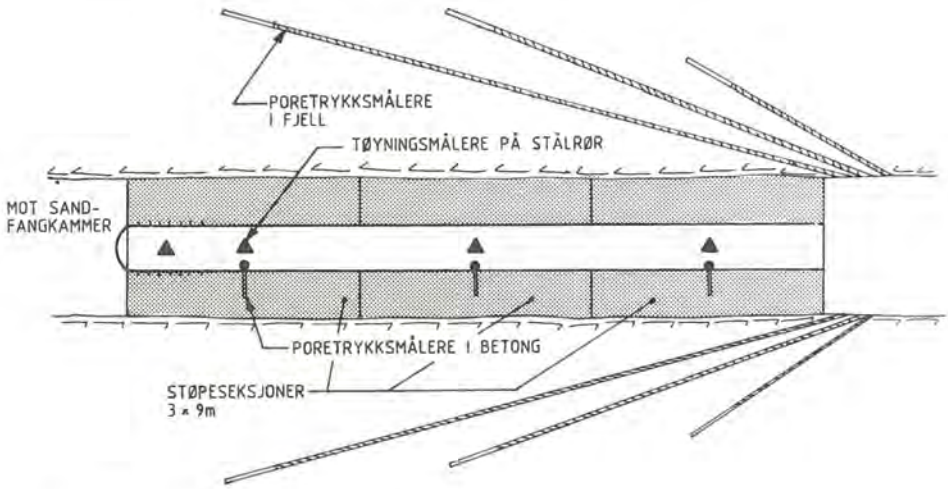


Fig. 6. Mel kraftverk.
Instrumering av tverrslagsproppen.

- Hvilken belastningsøkning skjer på ulike seksjoner av stålrøret under oppfyllingen av tunnelsystemet ?

- Hvordan er forholdet mellom effektive spenninger og poretrykk langs proppen i de ulike faser av oppfyllingen ?

Registrering av tøyningsendringer i stålrøret vil skje enten ved hjelp av strekklapper eller spesielle tøyningsgivere av type svingende streng montert på innsiden av røret.

FORSKNINGSPROSJEKT BETONGPROPPER FOR HØYE VANNTRYKK

Som nevnt innledningsvis er bygging av høytrykkspropper en norsk spesialitet, - en spesialitet som vekker gryende interesse i utlandet.

Ved eksport av norsk vannkraft-know-how, vil en dokumentasjon av utførte konstruksjoner være vesentlig dersom man skal lykkes i å få gjennomslag for våre løsninger.

Den problemstilling som behandles - å lage en samvirkekonstruksjon som kan motstå meget høye væsketrykk - har imidlertid interesse også for andre prosjekttyper enn vannkraftverk.

Lagring av naturgass i fjellrom vil innebære behov for tetningspropper med trykkbelastning 100 Bar og høyere. Også ved oljelager og LPG-lager i fjell benyttes tetningspropper hvor forbedringer i konstruksjons- og injeksjonsteknikk vil komme til nytte.

I lys av den aktualitet høytrykks proppkonstruksjoner har såvel innen vannkraft som i forbindelse med gasslager i fjell, har Sivilingeniør Elliot Strømme A/S, SINTEF Avdeling for bergteknikk samt Geologisk Institutt, NTH besluttet i samarbeid å gjennomføre et forskningsprosjekt med arbeidstittel "Betongpropper for høye vanntrykk".

Prosjektet har som mål å:

- Dokumentere norske erfaringer med prosjektering,. bygging og drift av høytrykkspropper

- Utvikle rasjonelle retningslinjer for prosjektering og bygging av slike propper.

Resultatene av prosjektet vil være av spesiell nytte innen tre hovedfelt:

- Som grunnlag for kostnadseffektiv design av propper ved nye vannkraftverk her i landet
- Som dokumentasjon av norsk teknologi i forbindelse med eksport av vannkraft-know how
- Ved design av tetningskonstruksjoner for gasslagere i fjell.

Som første fase i prosjektet er det allerede igangsatt en tilstandsregistrering av en rekke høytrykkspropper.

Instrumenteringen av tverrslagsproppen ved Mel Kraftverk er et eksempel på den type praktisk forskning som vi mener er nødvendig for å få et bedre prosjekterings-grunnlag.

Vi håper på bred interesse og aktiv bistand fra norsk vannkraftmiljø til prosjektet "Betongpropper for høye vanntrykk".

REFERANSER

SCHANCKE, K. 1985
Betongtetting med epoxy for 900 m vanntrykk.
Bygg, Bd 33. nr. 4 pp. 14-15

BERGH-CHRISTENSEN, J. OG DAHL, B. 1987
Tetting av betongpropper mot høyt vanntrykk. N.I.F. kurs 74408 Tetting av bergmasser 6-8 april 1987. Gol.
pp. 11.1 - 11.19.

BERGH-CHRISTENSEN, J. 1987
Fylling av uforet trykksjakt ved Nyset-Steggje kraftverk.
Fjellsprengningsteknikk - Bergmekanikk - Geoteknikk 1987.
Tapir, Trondheim.

AASEN, O. 1988
Rock grouting. Norwegian Tunnelling Today.
Norwegian Soil and Rock Engineering Association,
Publ. No. 5.
Tapir Publishers, Trondheim. pp. 103 - 108.

BERGH-CHRISTENSEN, J. 1988
Design of high pressure concrete plugs for hydropower projects.
Proceedings ISRM. Symp. Rock Mech. and Power Plants, Madrid 12-16 Sept. 1988. A.A. Balkema. pp. 261 - 268.

SINTEF 1988:
Proposal No. 368804.
Gas storage in rock caverns.
SINTEF, NTH 49 pp.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1988

KARTLEGGING AV FORURENSNING PÅ HERØYA HYDRO PORSGRUNN

MAPPING OF SOIL POLLUTION ON HERØYA HYDRO PORSGRUNN

Geolog Tor Løken og siviling. Audun Hauge
Norges Geotekniske Institutt

Limnolog Trond Gulbrandsen
Norsk Hydro, Forskningssentret Porsgrunn

SAMMENDRAG

Etter pålegg fra Statens forurensningstilsyn (SFT) har Hydro Porsgrunn startet en miljøkartlegging av hele sitt industriområde på Herøya. I samarbeid med Norges Geotekniske Institutt (NGI) ble det valgt å ta utgangspunkt i at kjemikalier som følger grunnvannet utgjør den alvorligste faren for forurensning av miljøgifter fra industri- og deponiområdene på Herøya fabrikker ut til Gunneklevfjorden og Frierfjorden. Derfor ble det i første fase "slått ring" rundt Herøya ved å installere brønner for å observere grunnvannet. I alt ble det tatt ca. 50 jord- og 150 vannprøver for kjemiske analyser fra disse brønnene og fra en del utvalgte områder. Det ble analysert på kvikksølv, andre tungmetaller, klorerte aromatiske forbindelser og flyktige organiske forbindelser. Videre ble det utført enkle pumpeforsøk i 33 grunnvannsbrønner.

Kombinasjonene av faststoff og vannanalyser sammen med informasjon om hvor industriavfall er deponert, dannet grunnlaget for hvor supplerende og mer detaljerte undersøkelser skal utføres i fase 2 (høsten 1988).

SUMMARY

At the request of The Norwegian State Pollution Control Authority (SFT), Hydro Porsgrunn has initiated a mapping of the soil pollution of their entire plant area. In cooperation with the Norwegian Geotechnical Institute (NGI) one has chosen to solve this problem in the light of the fact that the most serious threat of pollution to the Gunneklev and Frier Fjords is constituted by the waste chemicals following the ground water flow. Consequently, in the first phase of the work ground water wells were installed with the purpose of "circling in" the Herøya island. A total of approx. 50 soil samples as well as approx. 150 ground water samples were taken for chemical examination from these wells and from specific chosen areas. The samples were analysed for mercury, other heavy metals, chlorinated aromatic compounds and other volatile organic compounds. In addition simple pumping tests were performed in 33 ground water wells.

Analyses on both soil and water samples together with historical information about where the industrial waste had been dumped, constitute the basis for selecting the location for the additional and more detailed investigation which is to be performed in the course of the 2nd phase (autumn 1988).

1. INNLEDNING

Høsten 1987 besluttet Hydro Porsgrunn å nedlegge den gamle klorfabrikken på Herøya. Bakgrunnen var ønsket om å bedre miljøforholdene, men nødvendige utbedringer av den gamle teknologien basert på kvikksølvanoder var ikke økonomisk gjennomførbare. Allerede før fabrikken ble nedlagt hadde Hydro lagt fram en vurdering om hvilke undersøkelser som var nødvendige for å kartlegge miljøkonsekvensene av 40 års drift. Sammen med et økt behov for å klargjøre hvilke miljøgifter som kunne ligge i gamle og nye avfallsdeponier på Herøya, påla Statens forurensningstilsyn (SFT) Hydro Porsgrunn å utføre en kartlegging av klorfabrikken og Herøya forøvrig med tanke på hvilke miljøgifter som kan påvirke resipienten (Gunneklevfjorden og Frierfjorden).

Fig. 1. Industriområdet på Herøya med Gunneklevfjorden i forgrunnen og Frierfjorden til venstre. Bildet er tatt høsten 1980 og viser steinsjetéen (sprengstein fra tunnelen til Rafnes - 1974) som danner fundamentet for dagens bilvei langs Gunneklevfjorden. På innsiden av steinsjetéen har innfylling av de nye deponiene begynt. I dag er nesten hele området innenfor steinsjetéen fylt opp. (Foto: Hydro Porsgrunn).

Denne miljøkartleggingen blir utført av flere instanser. Norsk Institutt for vannforskning (NIVA) kartlegger forholdene i Gunneklevfjorden hvor både vannprøver og bunnsedimentprøver blir undersøkt, og sammenlignet med tidligere undersøkelser både for Gunneklevfjorden og Frierfjorden. Norsk Teknisk Byggekontroll A/S (NOTEBY) har ansvaret for kartlegging av kvikksølvforurensninger inne i og under den nedlagte klorfabrikken. Norges Geotekniske Institutt (NGI) har ansvaret for å kartlegge hele industriområdet, dvs. gamle og nye deponiområder samt fabrikkområdene forøvrig med spesiell oppmerksomhet på områdene rundt klorfabrikken inkludert de gamle kulvertene og utslippsstedene for prosessvann fra klorfabrikken.

Figur 1 er et oversiktsbilde av Herøya sett fra NØ, og viser selve fabrikkområdet med tilstøtende deponiområder. Miljøkartleggingen startet våren 1988, og denne artiklen orienterer om hvordan Hydro Porsgrunn i samarbeid med NGI valgte å angripe problemet og hvordan første fase av kartleggingen ble gjennomført. Den neste fasen er startet høsten 1988, slik at det er for tidlig å presentere konkrete resultater eller å beskrive eventuelle fremtidige sikringstiltak.

2. FRA SMÅBRUK TIL INDUSTRIOMRÅDE

Fram til 1924 besto området av en øy og en halvøy med noen små gårdsbruk innimellom skogkledde fjellknauser ved utløpet av Skienselva. Bergarten i området er en nesten horisontalt liggende massiv knollekalk (fra ordovicium) gjennomsatt av enkelte steiltstående forkastninger og eruptive gangbergarter (av permisk alder). I forsenkninger mellom fjellknausene og i fjordområdene ved Gunneklev og Frier er det avsatt marin leire (etter siste istid). Ved utløpet av Skienselva er det mer sandige og siltige avsetninger oppå leira.

Da øyene ble gjort om til industriområde ble fjellknausene sprengt, og hele området planert til ca. kote 4-5. Sentrale deler av industriområdet ligger derfor direkte på fjell, eller på sprengsteinsfyllinger over dyprenner med leire.

Etterhvert som arealbehovet økte, og det samtidig var behov for å bli kvitt avfallet fra produksjonen, ble eksisterende bukter og sund fylt igjen og omjort til industriområder. Dette fortsatte i økende omfang ved å fylle ut i fjordområdene mot Frierfjorden i SV (Friertippen) og senere mot Gunneklevfjorden. Figur 2 viser det opprinnelige landområde (skravert) med den gamle strandlinjen fra 1924 og områdene med fyllinger og deponier helt fram til i dag.

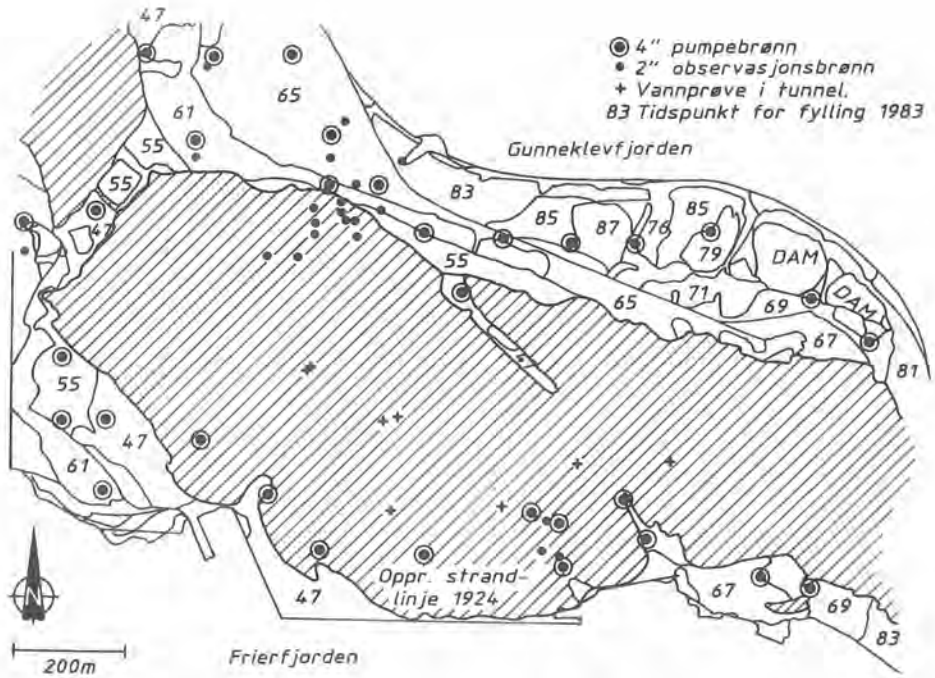


Fig. 2. De opprinnelige landområdene på Herøya (før 1924) er skravert. Med årstall er indikert de større utfyllinger og deponier (steinsjetéen mot Gunneklevfjorden i NØ). Beliggenhet av prøvelokaliteter for faststoff og grunnvannsprøver er vist i forhold til industriområdet og deponiene.

Dagens industriområde (som tilhører Hydro Porsgrunn Fabrikker) dekker et totalt område på ca. 1,4 km². På området er det mer enn 150 bygg samt lagertanker både i dagen og i dype fjellhaller. Videre er det tunneller i fjell for forsyning av ferskvann, saltvann og for overføring av produkter, og i tillegg kommer rør og kulverter for prosessvann og kloakk.

3. GRUNNVANNET TRANSPORTERER MILJØGIFTER

Allerede fra starten av planleggingen av miljøkartleggingen ble det antatt at eventuelle forurensninger fra grunnen under industriområdet og fra gamle og nye deponier måtte transporteres ut til resipienten via grunnvannet. Figur 3 illustrerer et snitt som viser grunnforholdene på Herøya. Lengst til venstre er de deler av fabrikkområdet som stort sett er fundamentert på kalksteinsbergarter, deretter følger nyere bygg på planerte masser, gamle og nye deponier over marin leire og helt til høyre steinfylligen med den nye veien ut mot Gunneklevfjorden.

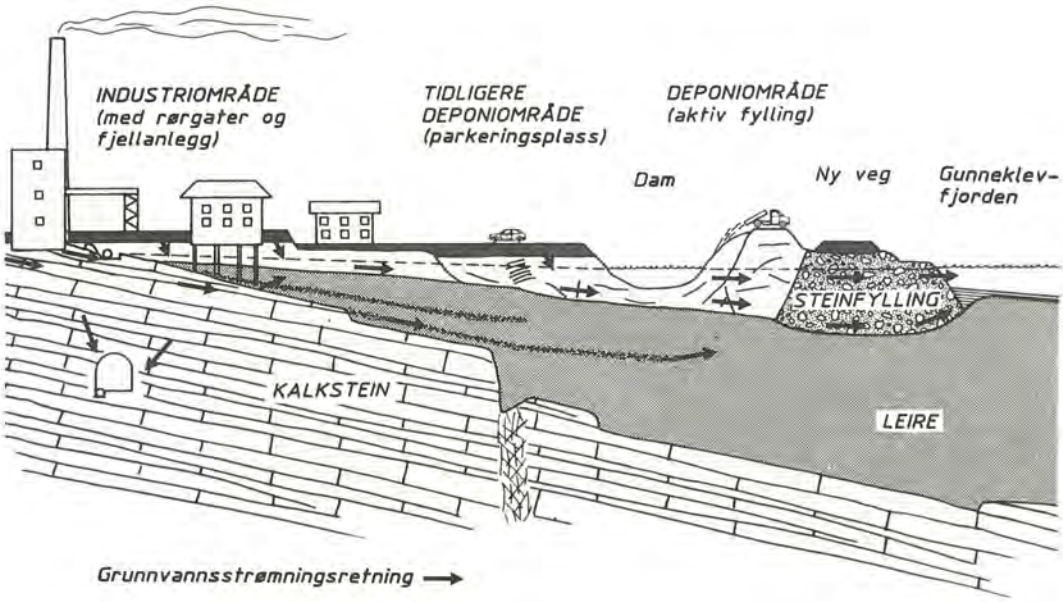


Fig. 3. Skissen viser i prinsippet grunnforholdene fra sentrale deler av industriområdet og utover mot Gunneklevfjorden. Retningene for grunnvannsstrømningen er vist med piler, og hvordan disse i stor grad strømmer i de permeable massene over leira.

Som følge av naturlig sedimentasjon kombinert med utslipp av prosessvann er det på bunnen i Gunneklevfjorden avsatt et forurenset slam. (Miljøgifter i dette slammet kartlegges av NIVA).

Grunnvannet strømmer hovedsakelig langs toppen av tette overflater som massiv kalkstein og marin leire, men noe grunnvann finner veien langs sprekker i bergarten og enkelte sandige lag i leira. Hovedprinsippet for kartleggingen ble derfor å "slå ring" rundt hele Herøya ved å sette ned grunnvannsbrønner for prøvetaking og observering av eventuelle forurensninger i grunnvannet.

I tillegg skal forurensede områder lokaliseres og deres innvirkning på grunnvannet kartlegges. Hvis slike områder har miljøgifter som ikke løses og transporteres i grunnvannet, så representerer dette ikke et miljøproblem med hensyn til resipienten, men det vil bli satt visse restriksjoner og krav til tiltak før graving eller bygging i slike områder kan utføres.

4. DATAINNSAMLING

Figur 4 viser hovedelementene i det undersøkelsesprogrammet som ble valgt for Herøya. Selve startgrunnlaget besto i å samle alle typer av bakgrunnsinformasjon om hele Herøya og driften av Hydro Porsgrunn for å bygge opp en database med tilleggsopplysninger til hjelp i utforming av feltprogram og tolking av resultatene.

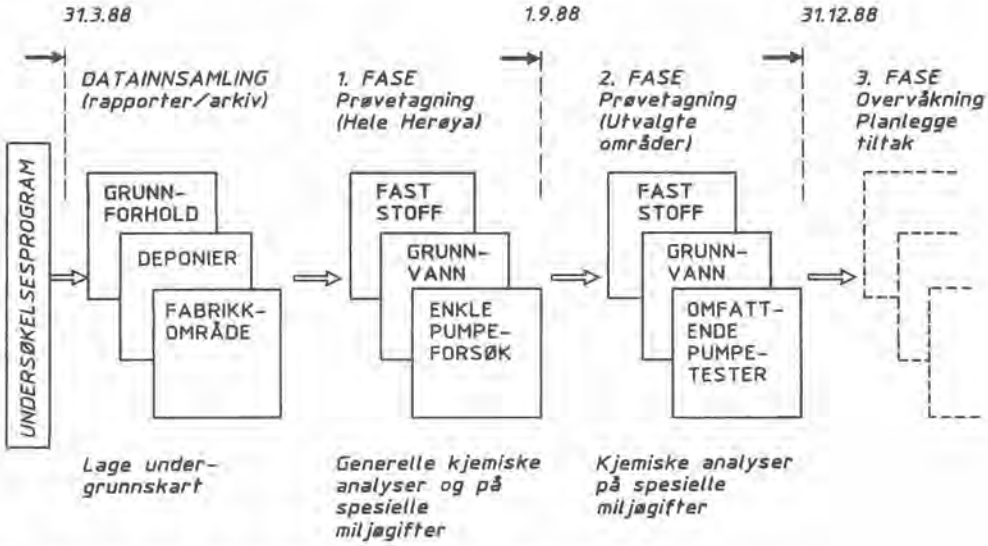


Fig. 4. Skjematisk fremstilling av hovedelementene i undersøkelsesprogrammet.

- Grunnforhold
  I forbindelse med stadig nye utvidelser og ombygginger på Herøya var det utført mange geotekniske og ingeniørgeologiske undersøkelser i løpet av seksti år. Det var imidlertid et stort behov for å få samlet denne eksisterende informasjon på en enhetlig måte. Derfor ble det i samarbeid med utbyggingsavdelingen til Hydro Porsgrunn etablert en database og det ble laget et digitalisert undergrunnskartverk.

- Deponier
  Basert på nedtegninger og intervjuer blant nåværende og tidligere ansatte, laget Hydro Porsgrunn et kart som viste gamle og nye deponier med en grov oversikt over hva som var deponert.

- Fabrikkområdet
  Tilsvarende laget Hydro Porsgrunn en oversikt over utalgte områder inne på industriområdet hvor det var mulige miljøforurensninger grunnet uhell, lekkasjer eller andre driftsforhold.

5. FASE 1 - INNLEDENDE PRØVETAGNING.

Hensikten med sonderinger, prøvetagning og nedsetting av grunnvannsbrønner var som nevnt å supplere tidligere grunnundersøkelser og å "slå ring" rundt Herøya, samt å ta prøver fra spesielt utvalgte steder. Lokalisering av prøvetagningspuntene er vist på figur 2.

Det ble rigget et feltlaboratorium i en av Hydro Porsgrunn's kondemnerte bolighus på Herøya. Laboratoriet hadde både en faststoff- og en vannprøve-avdeling som var utstyrt for å kunne utføre enkle fysiske og kjemiske tester på prøver før preparering og videreforsendelse til mer avanserte laboratorieanalyser.

- Totalsondering.
  Det ble utført sonderboringer på alle punkter før boring og installering av brønner. Hensikten var å kartlegge grunnforhold for å kunne vurdere borbarhet og bestemme nivåer for filterinstallasjoner og prøvetaking. Alle sonderinger ble forsøkt boret 1,5 m ned i berg for sikker fjellpåvisning. Det ble i alt utført 53 sonderinger på tilsammen 935 m.

- Boring og installering av 4" pumpebrønner.
  Boringene ble utført med Jetex-utrustning (senkborhammer) for å unngå tilførsel av kjemikalier fra borvæsker til grunnen. 34 stk. 4" brønner er installert i fyllmaterialer og naturlige avsetninger ned til et tettende lag, dvs. leire eller fjell. En brønn ble utført som dypbrønn i et vannførende lag under tettende materialer.

- Boring og installering av 2" observasjonsbrønner.
  Boringen ble utført med 5" ODEX-utrustning med topphammer og spyling med rent vann for fjerning av borkaks. Det ble tatt prøver av jord-massene på 21 steder hovedsakelig rundt klorfabrikken og ved tidligere utslippssteder for avløpsvann fra denne. I samtlige 21 prøvehull ble det etter faststoffprøvetagning, installert 2" filterbrønner for prøvetaking av vann.

  Brønnene er avsluttet med kummer i terrengnivå og kan regnes som en permanent installasjon.

- Logging av brønner.
  Etter ferdigstillelse av brønnene gikk det minimum 48 timer, i områder med grove masser, og minimum 72 timer, på steder med finkornige masser,

før logging av brønnene ble foretatt. Loggingen omfatter temperatur, pH og salinintet ved å senke sondene langsomt ned i brønnene for å unngå turbulens. Avlesningene ble gjort for hver meter, men noe tettere i grunne brønner slik at helst 5-6 registreringer pr. brønn ble oppnådd. I noen tilfeller ble brønnen også "sniffet" med Hg-sniffer og PID (Photo ionisasjons detektor).

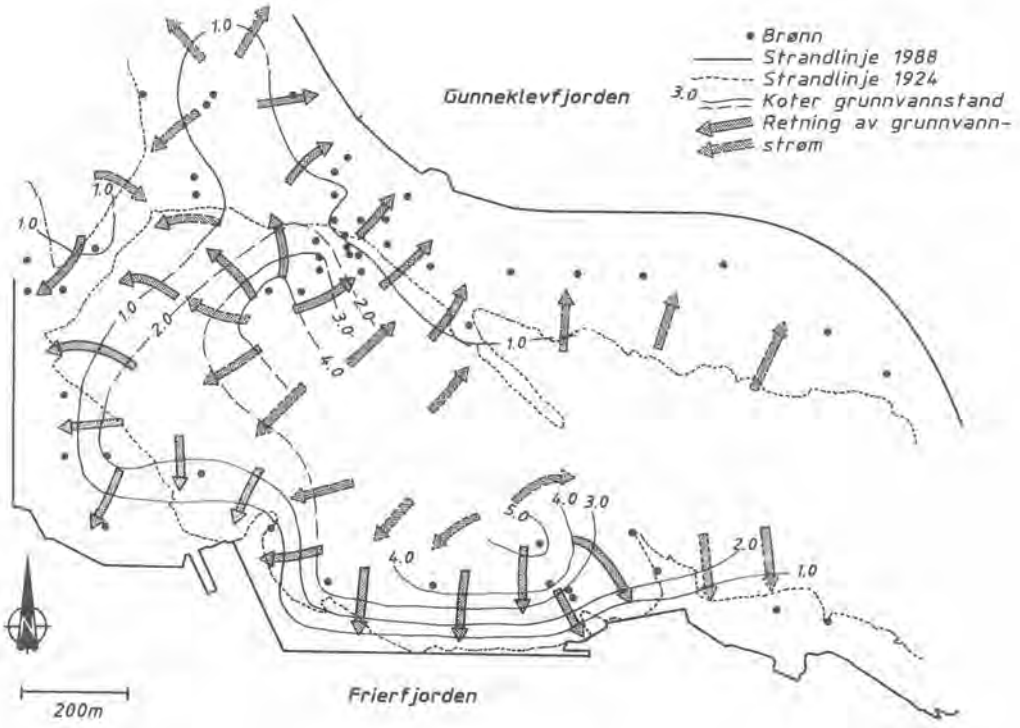


Fig. 5. Basert på foreløpige målinger av grunnvannstanden kombinert med det oppdaterte undergrunnskartet, er det laget et første utkast til et kart som viser koter på grunnvannstanden og strømningsretninger for grunnvannet.

- Vannprøvetagning.
  På grunnlag av sonderkurver, brønnlogginger og installasjonsdata ble det utarbeidet spesifikasjoner for vannprøvetaking av hver enkelt brønn. Det ble hentet opp vannprøver fra alle brønnene, enten med en luftdrevet

blærepumpe eller med en Sinco vannhenter der det var for lite vann for pumping. Alle vannprøver ble filtert, enten med engangsfilter under pumping, eller i feltlaboratoriet før preparering og tapping på flasker.

- Enkle pumpeforsøk
  I brønnene ble det benyttet PVC slisserør med ferdig påstøpt sandfilter laget av sand med kornstørrelse 0,7 - 1,2 mm og støpt med polyurethanlim godkjent for bruk i næringsmiddelindustrien. Det ble utført trinnvise pumpeforsøk hvor den spesifikke senkning av vannivå i brønnen ble registrert som funksjon av pumpehastighet, hvilket gjorde det mulig å beregne en foreløpig transmisitet i grunnen.

6. KJEMISKE ANALYSER BENYTTET UNDER FASE 1

Det er utført kjemiske analyser på vann og faststoff som gir innhold av både miljøgifter og andre stoffer. Analysens deteksjonsnivå, nøyaktighet og presisjon er tilstrekkelig for evaluering av prøvens kjemiske tilstand ut fra definerte grenseverdier.

Uorganiske komponenter med unntak av Hg er analysert av Norsk Institutt for Luftforskning (NILU).

- ICP-MS-metoden (inductively coupled plasmaspectroscopy-mass spectrometry) analyserer i prinsippet alle elementer fra Li til U med unntak av C, N, O, F, K og edelgassene. Elementer såsom Si, P, S, Cl, Ru, In, Os, Hg er helt eller delvis utelatt pga. for stor usikkerhet eller interferens. Metoden er brukt både på vann- og faststoffprøver. Prøven bringes til en temperatur på 6000°C. De fleste stoffer dissosieres og de ioniske emisjonspektra kan måles. Et massespektrometer sørger for separasjon etter vekt. Ved å benytte isotoper med vekt ulik andre atomer kan tilfresstillende deteksjonsnivåer nås.

- IC-metoden (ion-chromatograph) analyserer på ioner i vann. Her er det valgt å analysere Cl-ioner, men også SO_4^{2-} og NO_3^- er tatt med i endel tilfeller. Metoden baserer seg på anioners variable affinitet til ionebyttere. Med passende forskjell i retensjonstid gir vannets endringer i ledningsevne et mål på de forskjellige ioners konsentrasjon.

- CVAAS-metoden (cold vapour atomic absorbtion spectrometer) analyserer på kvikksølv i vann. Disse analysene er utført ved Nordisk Analysesenter (NAC). Denne metoden er en spesiell variant av et tradisjonelt atomabsorbsjonspektrometer. CVAAS baseres på ioniserte elementer med høy temperatur og deres evne til å absorbere lys med spesielle bølgelengder. I denne spesielle varianten for Hg overføres alt Hg til kald damp før den passerer lys med bølgelengde 253 mm.

Organiske komponenter er analysert på Senter for Industriforskning (SI).

- Gasskromatograf er benyttet for å analysere persistente klorerte hydrokarboner (PCH), som omfatter klorerte aromater så som 3-CB (triklorbenzen), 4-CB (tetraklorbenzen), 5-CB (pentaklorbenzen), HCB (hexaklorbenzen), HCS (heptaklorstyren), OCS (oktaklorstyren), DCB (dekaklorbifenyl) og PCB (polyklorerte bifenyler).

  Upolare persistente hydrokarboner er analysert på en gasskromatograf med elektroncapture detektor (GC-ECD).

Deteksjonsgrenser og grenseverdier.
For de definerte uorganiske miljøgiftene er deteksjonsgrensen i ICP-MS-analysene for fast stoff og vann angitt i tabellen nedenfor. I parentes i samme tabell er angitt grenseverdiene som definerer de såkalte "hollandske C-verdier" for laveste innhold av miljøgifter før tiltak må settes i verk.

Element	Fast stoff prøver mg/kg (ppm) (1)	(2)	Vannprøver µg/l (ppb) (1)	(2)
Cr	1-10	(800)	10-100	(200)
Co	1-10	(300)	10-100	(200)
Ni	5-50	(500)	50-500	(200)
Cu	0,1-1	(500)	1-10	(200)
Zn	1-10	(3000)	10-100	(800)
As	10-100	(50)	100-1000	(100)
Mo	0,1-1	(200)	1-10	(100)
Cd	1-10	(20)	10-100	(10)
Sn	1-10	(300)	10-100	(150)
Ba	0,1-1	(2000)	1-10	(500)
Hg	1-10	(10)	10-100	(2)
Pb	0,1-1	(600)	1-10	(200)

Tabell 1. Deteksjonsnivåer for ICP-MS-analyser (1) og Hollandske C-verdier (2).

For å oppnå lavt nok deteksjonsnivå for Hg i vann ble CVAAS-metoden brukt som gir deteksjonsnivå på 0.2-0.5 µg/l som er tilfredsstillende i følge tabell 1.

De hollandske ABC-verdier.

ABC-verdiene ble etablert i forbindelse med den hollandske "Interim Soil Clean-up Act" i 1983. Hensikten var å gi rettledning for undersøkelser, risikoevaluering ved tiltak mot forurensning. ABC-verdiene er nå inkludert i den hollanske "Soil Protection Act". Hovedinnholdet i ABC-referanse-verdiene kan i korthet beskrives som følger:

A-verdien er referanseverdien for drikkevann og overflatevann, samt bakgrunnsverdier for ikke forurensede områder.

B-verdien viser at et område er noe forurenset, men at detaljerte videre undersøkelser ikke alltid er umiddelbart nødvendige.

C-verdien representerer en faregrense slik at hvis konsentrasjoner over C-verdien finnes skal det etter den hollanske "Soil Clean-up Act" bli startet videre undersøkelser og eventuelle mottiltak skal forberedes.

Prioriteten på hvert sted skal baseres på den lokale situasjon som bedømmes på basis av fysikalsk-kjemisk spredning og biologisk aktivitet, herunder blant annet faren for direkte kontakt, gasser, vannforurensning og akkumulering i næringsmidler. I denne forbindelse vil et industriområde ha normal prioritet, da det befinner seg mange mennesker på området mange timer hver dag.

7. FORELØPIGE RESULTATER AV MILJØKARTLEGGINGEN BASERT PÅ FASE 1

Det er utført kjemiske analyser på 154 vannprøver fra 55 pumpebrønner og observasjonsbrønner. Likeledes er 47 faststoffprøver fra 21 borhull analysert. Grunnvannstanden er målt i samtlige brønner og det er utført enkle pumpeforsøk i 33 pumpebrønner.

Analyser av faststoff har vist innhold av Hg som overskrider hollandske C-verdier (10 mg/kg) i områdene rundt klorfabrikken og ved tidligere utløp mot Gunneklevfjorden, samt ved saltlageret.

Analyser av vannprøver har vist innhold av Hg over hollandske C-verdier (2 µg/l) stort sett i samme område som for faststoff samt ved tidligere utløp mot Frierfjorden. Andre uorganiske miljøgifter finnes også ved Friertippen og i Gunnekleiv deponier. Klororganiske stoffer over C-verdi er bare påvist på to steder, mindre konsentrasjoner av Hg og klororganiske stoffer er forøvrig påvist en rekke steder, sniffing i brønner har påvist Hg i Gunneklevdeponiet og ved tankanlegget.

Kombinasjonen av faststoff- og vannanalyser, informasjon fra Hydro Porsgrunn om avfallshistorien, og en evaluering av områdene og stoffenes kjemiske

tilstand, har dannet grunnlaget for å antyde utstrekning av forurensede områder.

Undersøkelsen har samtidig vist at i mange av prøvelokalitetene var konsentrasjonene av de analyserte kjemiske elementene godt under de hollandske C-verdiene. Ved disse lokalitetene er det med andre ord ikke behov for forebyggende tiltak.

Pumpeforsøk har gitt et visst grunnlag for beregning av permeabiliteter i grunnen, og målinger av grunnvannstand har gitt et omtrentlig bilde av grunnvannsstrømmene på Herøya.

8. FORSLAG TIL ARBEID I FASE 2

Arbeid i fase 2 vil bestå av videre undersøkelse for å kvantifisere transporten av miljøgifter til fjordene og en nærmere lokalisering av kildene ved de forurensede områdene som er funnet i fase 1.

Dette vil bli gjennomført ved videre prøvetaking av faststoff og vann i fra forurensede områder.

Samtlige brønner vil bli logget månedlig ut året (3 ganger) for å gi resultatene gyldighet ved varierende årstider. Loggingen omfatter måling av grunnvannstanden, pH, temperatur, salinitet og oksygen. Samtidig vil utvalgte brønner i områder med indikasjoner på forurensning bli prøvetatt etter et eget program.

Analysene på innsamlede prøver vil bli utført med hensyn til Hg og klororganiske stoffer. I tillegg vil det bli tatt stikkprøver på analyser av dioxin i vann og metylkvikksølv i vann og faststoff.

For å skaffe et bedre grunnlag for beregning av både type og antatt mengde forurensninger som føres med grunnvannet ut i fjordene, blir det utført mer omfattende pumpeforsøk i utvalgte eksisterende brønner. Samtidig forutsettes grunnvannstanden peilet i eksisterende brønner og i nyetablerte peilerør eller observasjonsbrønner.

NGIs resultater vil bli sammenholdt med de parallelle undersøkelser som NIVA utfører i Gunneklevfjorden for å se på den totale transport av kvikksølv og andre miljøgifter ut i Frierfjorden.

LITTERTURREFERANSE

VROM: Ministry of Housing, Physical Planning and Environment (1983)
"Guideline for soil clean up".
Staatsuitgeverij, The Hague-Netherlands.

FJELLSPRENINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1988

FORURENSNING I GRUNNEN - KARTLEGGING OG TILTAK BELYST MED EKSEMPLER.

SUBSURFACE POLLUTION - INVESTIGATION AND REMEDIAL/PROTECTIVE MEASURES OF THREE RECENT CASES.

Siviling. Jan Erik Sørlie
Cand. real Trygve Dekko
Cand. agric. Steinar Sæland

NOTEBY - NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S

SAMMENDRAG

Med øket oppmerksomhet på miljø og forurensningsspørsmålet har man også i Norge konstatert forurensning av jord, fjell og grunnvann. Problemet er omfattende og man står ovenfor forurensningskilder som vil avgi forurensning og påvirke miljøet i årtier fremover. Dette stammer fra både deponier og fra andre kilder, f.eks. industri.

Forurensningsoppdragene stiller store krav til kompetanse innen geofag og tilgrensede området med hovedvekt på hydrogeologi og kjemi. Erfaringer fra flere prosjekter viser likevel at det er mulig å strukturere oppdragene på en rasjonell måte som passer rådgivnings-virksomheten.

Tre forurensningsprosjekter blir belyst. De omhandler kartlegging av spill og lekkasje av tjære/PAH, løsemiddelavfall og nedgravd avfall generelt.

Eksemplene viser at det ved hjelp av tilpassede geotekniske og geofysiske metoder er mulig å kartlegge forurensning, men det kan kreve omfattende undersøkelser for å oppnå sikre resultater. Sikring og eventuelt rehabilitering av et forurenset området kan gi omfattende kostnader i miljøtiltak.

SUMMARY

With increased focusing on the environment, Norway has become aware of the subsurface pollution. The problem is expected to be extensive and we are facing sources of contamination which will develop lecheate and contaminate the environment for many years. Sources are both from waste disposal sites as well as nondisposal sites.

The contamination projects require a considerable multi-expertice within the geo sciences, especially hydrogeology but also chemistry.

Three cases are described which cover contamination of tar and PAH, organic solvents and burried waste and barrels. With the aid of boring/sampling methods combined with geophysical investigation methods it is possible to evaluate a contamination case. However it requires many special techniques and measuring methods. To secure or make remedial measures of contaminated sites, may in many cases prove to be complicated and costly work.

1. INNLEDNING

Forurensningene i Norge har frem til nylig vært betraktet som et problem knyttet til luft og vann. Med øket fokusering på miljø og forurensning er det idag også stor oppmerksomhet rettet mot jord, fjell og grunnvann. Denne forurensningen viser seg etterhvert stadig mer omfattende. F.eks. kan dårlig planlagte avfallsdeponier eller nedgravde avfallsprodukter være kilde til skadelig forurensning i nær sagt uoverskuelig fremtid. Selv om man legger helt om driften og stopper alle utslipp kan gamle nedgravde synder fortsette å tilføre en resipient forurenset sigevann. Erfaringer hittil viser at Norge ikke er noe unntak fra andre industriland som gjennom år har gravd ned eller dumpet uønsket avfall på en lettvint måte.

Tiltak for mindre spredning eller rehabilitere forurensede områder kan være vanskelige og kostbare. Oppgavene vi står ovenfor er krevende og i mange tilfeller utradisjonelle ved at tverrfaglig kompetanse er nødvendig; hydrogeologi, kjemi, geoteknikk/ingeniørgeologi og geofysikk.

2. FORURENSNINGSKILDER PÅ LAND

Kort sagt kan forurensningskilder grupperes i avfallsdeponier og andre mer diffuse kilder. De første angår kommunale og industri avfallsplasser, gruveavfall/tipper og slamlaguner. Det andre omfatter industritomter med tilfeldige utslipp og lekkasjer, jordbruksarealer, utslipp knyttet til veier og flyplasser, raffinering, lagring og transport av oljeprodukter med bl.a. tanker/rørledninger.

Grove overslag antyder totalt 5000-8000 avfallsdeponier i Norge og mange av disse kan inneholde miljøfarlige forbindelser. De fleste gamle deponieene er utilfredsstillende planlagt/sikret og utgjør kontinuerlige forurensningstrusler.

3. PROSJEKTGJENNOMFØRING

Vår rådgivingsvirksomhet legger opp til rasjonell og effektiv behandling av problemene. Problemet defineres og undersøkelser, prøver og analyser utføres. På grunnlag av måleresultater og faglig vurdering utarbeides forslag til tiltak for eventuelle sikring og rehabilitering av området.

Prosjektfasene for ett større oppdrag kan skisseres som følger:

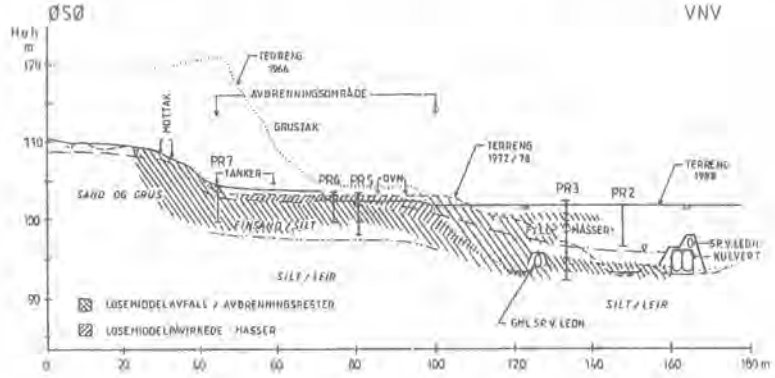
1. Planlegging	Befaring, problemstilling med utarbeidelse av forslag til arbeidsprogram. Hvis det foreligger pålegg skal SFT godkjenne programmet.
2. Undersøkelser, prøvetaking og analyser. Innsamling av data. Installasjon av overvåkingsbrønner	Eventuelle geofysiske målinger. Utarbeidelse av borprogram med prøvetaking av jord, fjell og grunnvann inkludert eventuell prøvepumping. Tilrettelegging av materiale for laboratorieanalyse. Overvåkingsbrønner installeres for prøvetaking og måling av grunnvann etter utførte boringer. (SFT godkjenner evt. analyseprogram).
3. Hydrogeologisk vurdering av forholdene	Sammenstilling av data og utarbeidelse av rapport som beskriver forurensningssituasjonen. (Eventuelt forslag om supplerende undersøkelser).
4. Forslag til tiltak/ sikring	Utarbeidelse av forslag til planer for sikring/rehabilitering av området. Kostnadsoverslag.
5. Realisering av tiltak	Utarbeidelse av anbudsmateriale. Forestå oppfølging/kontroll av arbeidene.
6. Overvåking	Utarbeidelse av program og langtids overvåking av forurensningssituasjonen etter at tiltak er iverksatt.

For å vurdere endringer og virkning av tiltak underveis mellom fasene og fordi analysearbeidene er tidkrevende kan et slikt prosjekt ofte strekke seg over lang tid. Andre forurensningsoppdrag kan være vesentlig enklere, som f.eks. kartlegging av mindre mengder nedgravd avfall, fat, m.m. Etter søking og påvisning av avfallet graves det opp og fjernes umiddelbart uten at lekkasjer oppstår.

4. FORURENSNING AV LØSEMIDLER I JORD

Dette tilfellet omhandler miljøvirkninger fra forbrenning av løsemiddelavfall på åpen mark, og søl rundt et forbrenningsanlegg for løsemiddelrester, på Alfaset i Oslo.

Dalføret langs elva Alna ble lenge brukt til tipping av ulikt avfall. Sigevann fra tippene er idag med og forklarer den dårlige vannkvaliteten i elva. Oslo Renholdsverk brant i perioden 1960-1970 avfall fra bl.a. lakk- og malingsindustrien direkte på bakken. Fra 1970-1980 ble bare pumpbart avfall mottatt og destruert i forbrenningsovn. På figur 4.1 er beliggenheten av mottak, lagringstanker og ovn for dette anlegget avmerket. Aktiviteten medførte at løsemidler trakk ned i jorda. Tungmetallholdig aske ble dessuten liggende på branntomta.



Figur 4.1 Profil gjennom forurenset område på Alfaset i Oslo.

Ved anleggsarbeid på NSB's containerterminal ble det påtruffet sterkt luktende løsmasser og avbrenningsrester. NOTEBY ble engasjert for å kartlegge forurensingsomfanget.

4.1 Grunnforhold og topografi

Lokaliteten ligger i forbindelse med Alnatrinnets endemorener. Elva skjærer gjennom ryggen og danner raviner til sidene. Figur 1 viser et snitt fra øst mot midten av dalbunnen. Morenen er avsatt i vann og består derfor delvis av sorterte strandavsetninger. Det er mot øst mest sand og grus, mens finstoffinnholdet øker mot dalbunnen og dypet. Dalbunnen er dekket av grunne elveavsetninger over leirholdige masser.

Profilet viser 3 terrengforløp. Dalen var mest markert på 1960-tallet og ble benyttet til masseuttak. Løsemiddelavfall og andre masser ble lagt i skråningen ned mot elva. Dette pågikk til rundt 1970, da forbrenningsanlegget ble bygd på platået som var dannet. En spillvannsledning var lagt langs elva. Etter 1980 ble dalbunnen fylt opp til dagens nivå med leirholdige fyllmasser. Alna ble ført i kulvert og ny spillvannsledning lagt på en strekning av 1300 m fra Nedre Kaldbakken bru. Forurensede masser ble dermed liggende delvis under fyllmassene.

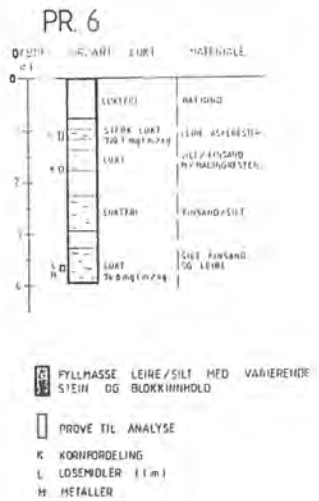
4.2 Prøvetaking og analyse

På 8 lokaliteter tok vi ut prøveserier til 4-14 m dyp. 5 sjakter ble gravd til 3-4 m dybde. Profilene ble beskrevet og prøver analysert for løsemiddelkomponenter og tungmetaller. Som eksempel er et profil vist i figur 4.2. Sammen med annen informasjon danner dette grunnlaget for inntegning av løsemiddelpåvirkede masser på figur 4.1. Det vil si masser med løsemiddelinnhold >60 mg/kg jord eller hvor lukt kan registreres. På 3 lokaliteter ble det satt ned observasjonsrør for senere kontroll av grunnvannskvaliteten.

4.3 Forurensningssituasjon

Alle analyserte prøver (31 stk.) av ulikt materiale viste innhold av løsemiddelkomponenter. Variasjonen var imidlertid stor (4.1 - 11752 mg løsemidler /kg jord). Det ble påvist white spirit-komponenter og aromatene toluen, etylbenzen og xylen. Konsentrasjonene var høyest i masser nærmest avbrenningsområdet og avtok mot dalbunnen og dypet. Resultatene var likevel ikke entydige. Tungmetallinnholdet var høyt i og like i nærheten av lag med aske. Metallene syntes ikke å være spredt mot dalbunnen.

Kartleggingen viste at løsemidler var spredt med grunnvann/sigevann i permeable lag. Økende silt/leirinnhold ga mindre mulighet for transport og lavt løsemiddelinnhold. Stoffene var i tillegg spredt ut i fyllmassene som ble kjørt på etter 1980. Det kan også skyldes infiltrasjon av forurenset overflatevann. Gamle elveleier og grus/pukk rundt spillvannsledninger og kulvert vil lede forurenset grunnvann nedover i dalen.



Figur 4.2 Eksempel på prøveserie med analyseresultater.

Løsmassene vil adsorbere løsemidler under transport mot Alnakulvertens utløp 750 m lenger nede, men lekkasje på rørledningene øker sjansen for raskere kontakt med elvevannet. Ved utgraving av masser i det mest belastede området vil sterkt infiserte masser eksponeres og løsemidler dampe av fra overflaten.

4.4 Foreslåtte tiltak

Løsmasser nærmest terrengoverflaten i avbrenningsområdet har løsemiddelinnhold over nederlandske normer for saneringsgrense. En del av dette materialet skal fjernes for å fullføre anlegget. Disse massene må spesialdeponeres med kontroll av sigevannet. Massene kan også legges ut i et tynt lag. De vil da dunste av uten sjenanse for nærmiljøet, og muligheten for biologisk nedbrytning øker.

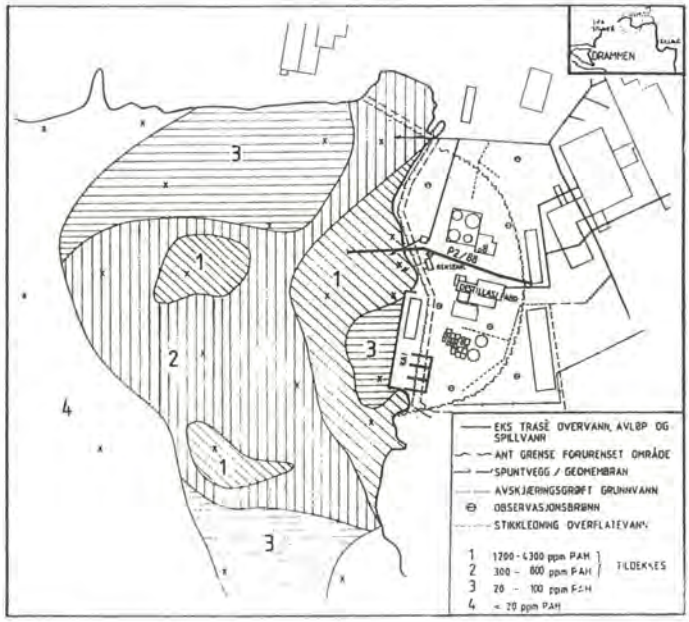
Forurensede masser under utgravingsnivå for anlegget kan isoleres ved nedlegging av diffusjonstett sperre. Massene kan også luftes ved in situ injeksjon av luft. Dette vil akselerere den naturlige avdunstingen og øke oksydasjonen av løsemidler. Uten tiltak vil luktulempene over tid være avtakende.

Tiltak mot transport av løsemidler i grunnen ble ikke foreslått. Som nevnt er hele dalføret belastet fra ulike kilder. Eventuelle tiltak bør derfor gi en helhetsløsning for dalføret. Oppsamling av sigevann ved Alnakulvertens utløp er foreslått, men må vurdereres på grunnlag av nærmere undersøkelser av grunnvannskvaliteten lenger ned i dalen.

5. FORURENSNING AV TJÆRESTOFFER PÅ LAND OG I SJØBUNNSEDIMENTER

Drammensfjorden har vært objekt for forurensningsundersøkelser i en rekke prosjekter. Den er generelt belastet med miljøgifter. Treforedlingsindustri og kloakk har dessuten gitt store tilskudd av organisk materiale. Det er registrert klare negative effekter på biologisk liv i fjordområdet.

Ved Gilhusbukta innerst i Drammensfjorden framstilte Nordiske Destillationsverker A/S ulike tjæreprodukter fra steinkulltjære i tida 1925 - 1970. Ved drift av anlegget oppstod spill og lekkasjer fra tanker, lagerområde og produksjonsanlegg. Ulike tjærefraksjoner trakk ned i grunnen, gikk i avløp eller fulgte overflateavrenningen mot bukta. Dette ga opp gjennom årene et betydelig utslipp av tjære og polysykliske aromatiske hydrokarboner (PAH). Brann i 1936 og rengjøring/steaming av tomfat rett nord for kaiområdet er trolig hovedkildene til forurensningen.



Figur 5.2 Situasjonskart over bedriftsområdet og Gilhusbukta. Soneinndeling av forurensede bunnsedimenter er avmerket og tiltak på land og sjøbunn skissert.

Etter at anlegget var nedlagt ble det registrert "oljefilm" på vannflaten og tilgrising av båter i en småbåthavn. NOTEBY utførte i 1985 en innledende kartlegging av forurensninger på land. I 1988 ble undersøkelsene utvidet og kartlegging av sjøbunnen innbefattet. Forurensningsomfanget skulle klarlegges og faren for spredning fra land mot sjøen og fra sjøbunnsedimenter til frie vannmasser avklares. Forslag til eventuelle tiltak ble så utarbeidet.

5.1 Områdebeskrivelse og grunnforhold

Løsmassene er dannet ved sedimentasjon av materiale fra Drammenselva og Lierelva. Fabrikkområdet ligger på et delta der naturlige masser består av finsand/silt med underliggende silt/leire. Lag og sjikt har helling mot fjorden. 0.5 - 1 m sand og grus er påført og landområdet utvidet ved tipping av fyllmasser mot sjøen. Grunnvannstanden ligger 0.5-1 m under terrengnivå og er påvirket av tidevannsvariasjonene i ytre områder.

5.2 Utførte undersøkelser

For landundersøkelsene ble det tatt ut 4 prøveserier (4-6 m dyp). I tillegg var det i 1985 blitt boret på 7 lokaliteter og gravd 11 sjakter. Prøveseriene ble utført både på land og fra flåte. Sjøbunnsedimentene ble undersøkt ved uttak av sedimentkjerner til ca. 30 cm dyp på 26 steder med innbyrdes avstand ca. 100 m. Vi benyttet lett gravity corer til dette arbeidet og i tillegg ble 4 vannprøver tatt ut for kjemisk analyse.

Innsamlet materiale ble beskrevet og totalt 15 prøver analysert for innhold av PAH. Analysene omfattet 38 forbindelser med ulike carcinogen effekt.

5.3 Forurensningssituasjon

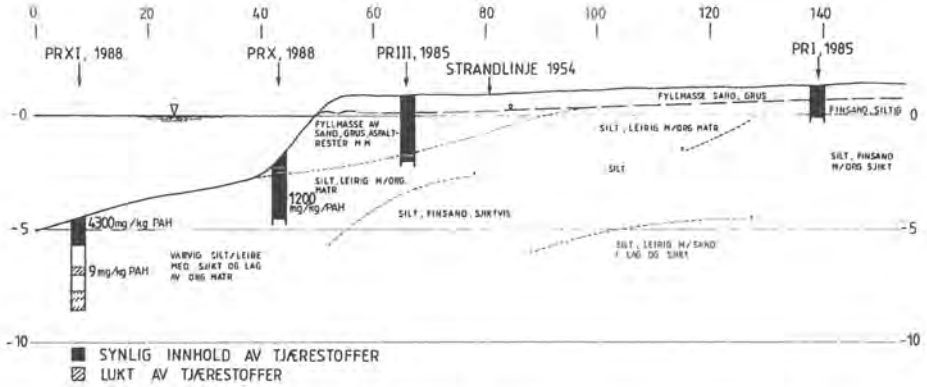
5.3.1 Forurensning på land

Sjaktgravingen bak kaiområdet i 1985 påviste forurensning på de fleste lokalitetene. Det dannet seg raskt en "oljehinne" ved inntrengning av vann. Undersøkelsene i 1988 viste at omfanget var størst mellom destillasjonsfabrikken og strandlinja, mens det nord og sør på fabrikkområdet var lavere innhold av tjærestoffer.

PAH-konsentrasjonen på land varierte mellom <0.05 og 4300 mg/kg jord. Benzo (a)-pyrene som antas å ha stor kreftframkallende effekt, fantes i konsentrasjoner opp til 48 mg/kg jord. Høye konsentrasjoner av PAH ga synlig innhold av tjære. Ved 4300 mg/kg var sedimentet tilnærmet mettet. Lave konsentrasjoner ga lukt av massene, men ikke synlig innhold av tjærestoffer.

Profilet på figur 5.2 går fra land mot sjøen rett nord for kaiområdet og viser at fyllmassene har synlig tjæreinnhold. Tjæra har trukket ned i underliggende masser og fortsetter i varvige silt/leireavsetninger. Ved transport av tjære i massene vil det skje en fraksjonering. Mobile stoffer vil nå lengst. Det ble således observert lukt av tjære på større dyp mot vest langs profilet og i sand/gruslag på 6 m dyp lenger sør.

Tjæra i massene har ulikt opphav. Lekkasje ved brannen i 1936 ga lag av tjære på land og sjøbunn. Steaming av fat medførte infiltrasjon av tjære og vann i grunnen og sedimentasjon av suspendert tjære i bukta. Rett utenfor sjøkanten har det også skjedd oppstuving av forurensede masser ved utfylling, og vertikal transport av tjærestoffer i sedimentene. Resultatet er større mektighet av tjæreholdige masser rett utenfor og delvis under fyllingsbegrensningen enn lenger ut i bukta.



Figur 5.2 Profil 2/88. Løsmassestratigrafi og registrert forurensning på 4 lokaliteter.

Kartleggingen viste at det fortsatt lekker tjære fra land. Den hydrauliske gradienten mot sjøen er lav og varierer med tidevannsendringene (0.1-0.3 m). Stadige endringer i grunnvannstanden vil drive tjærestoffer mot sjøen ved en pumpeeffekt. Lekkasje til sjøen vil også skje ved inntrengning av tjærestoffer i avløpsrør og ved transport langs rørledninger.

5.3.2 Forurensning av sjøbunnen

Sedimentprøvene ga grunnlag for inndeling av sjøbunnen i 4 soner slik figur 5.1 viser. Området med synlig innhold av tjære i øvre 30 cm dekker omlag 65 daa (PAH-konsentrasjon >300 mg/kg). I tillegg var ca. 35 daa påvirket av tjære, karakterisert ved lukt og med PAH-konsentrasjon 20-100 mg/kg tørr prøve.

Ellers i bukta hadde sedimentene en naturlig karakter med PAH-konsentrasjon <20 mg/kg. Forurensningsgraden varierer likevel innenfor hver sone.

Bølgeerosjon, oppvirvling, biologisk aktivitet og vannstrømmer har gitt og gir fortsatt spredning av tjære dersom ikke tiltak settes i verk. Spredningen er størst i sommerhalvåret. Tjærestoffene kan også transporteres vertikalt i sedimentet. Bioturbasjon (biologisk aktivitet) vil gi denne effekten. Nedbrytning av organisk materiale vil dessuten gi CO_2 og CH_4. Når gassen stiger mot sedimentoverflaten vil det dannes porer og andre transportveger. CH_4 kan også endre viskositeten og dermed mobiliteten av tjærestoffer.

Tjærestoffer er lite løselige i vann. I vannmassene vil de derfor bare kunne påvises som suspendert materiale. Vannprøvene bekreftet dette (0.2 <µg PAH/l på prøvetakingstidspunktet i mars). PAH-forbindelser tas opp av bunndyr og går inn i næringskjeden.

5.4 Foreslåtte tiltak

Tiltak mot spredning og opptak av forurensninger må gjøres på grunnlag av konsekvensanalyser og samfunnsøkonomiske vurderinger av miljøinvesteringene. Tiltaksgrensene vil derfor variere. US Environmental Protection Agency (EPA) har satt en saneringsgrense på 40-50 mg PAH/kg tørr jord. Foreslåtte tiltak er skissert på figur 5.1.

5.4.1 Tiltak mot lekkasje og sig fra land

Grunnvannstransporten mot strandlinja må stanses. Det vil si avskjæring av grunnvannstrømmen i bakkant og mot strandlinja, og tetting av terrengoverflaten. Drensvannet fra bakre områder vil være rent og kan ledes vekk sammen med overflatevann.

Mot strandlinja må pumpeeffekten som tidevannet skaper elimineres. Senkning av grunnvannsstanden vil ikke ha særlig effekt uten av inntrengning av sjøvann samtidig stanses. Det må derfor settes ned en vertikal tett vegg til lite permeable masser. Drensvannet som samles innenfor veggen må renses før utslipp til fjordbassenget. For å redusere vannmengden som må renses kan overflaten tettes ved komplettering av asfaltdekke og bortleding av overflatevann.

Tettingsveggen kan utføres som stålspunt eller ved nedsetting av polyetylenmembran. Veggen vil måtte gå ned til 4-5 m dyp i en lengde av ca. 270 m. Valg av metode vil være avhengig av løsmassetype.

Avhengig av metode er miljøtiltakene på land kostnadsberegnet til 1.3-1.8 mill. kroner. Miljøinvesteringene kan imidlertid kombineres med en utvidelse av landarealet ved at spuntveggen settes ned utenfor strandlinja og arealet innenfor fylles opp.

5.4.2 Tiltak mot utlekking fra sjøbunnen

Tiltak på sjøbunnen må ha som mål å hindre at tjærestoffer tas opp i næringskjeden eller kommer til overflaten og medfører tilgrising langs strendene. Det vil være aktuelt å isolere de forurensede områdene ved oppfylling, fjerne massene ved mudring eller dekke forurensede områder med rene masser.

Etter vurderinger av mulighetene valgte vi å foreslå tildekking som hovedtiltak. Tildekkingen kan skje i to trinn. Trinn 1 vil omfatte ca. 15 daa områder med "stort tjæreinnhold" i sone 1. Etter bunnfaunaundersøkelser kan det avgjøres om tildekkingen må fortsette. Trinn 2 dekker i såfall ca. 57 daa av områder med "tjæreinnhold" i sone 2.

Arealet må dekkes med rene masser i et jevn lag på 20-30 cm. Dette vil hindre oppvirvling fra båttrafikk og bølgeerosjon. Laget vil dessuten hindre kontakt mellom bunnfaunaen og de forurensede massene. Nærmest land kan det bli aktuelt med noe tykkere tildekkingslag.

Tildekking vil best kunne utføres ved innpumping av rene mudringsmasser fra annet sted av indre Drammensfjord. Massene må sedimentere relativt rask. Silt/leire kan på grunn av vannstrømmen lett føres ut av bukta og gi mindre kontrollert tildekking, mens sand/siltholdig materiale antas egnet til formålet.

Kostnadsoverslag over tiltak på sjøen tilsier ca. 1.4 mill. kroner for trinn 1 og ca. 2.2 mill. kroner for trinn 2. Totalt er tiltakene på land og trinn 1 på sjøen beregnet å koste 2.7 - 3.2 mill. kroner.

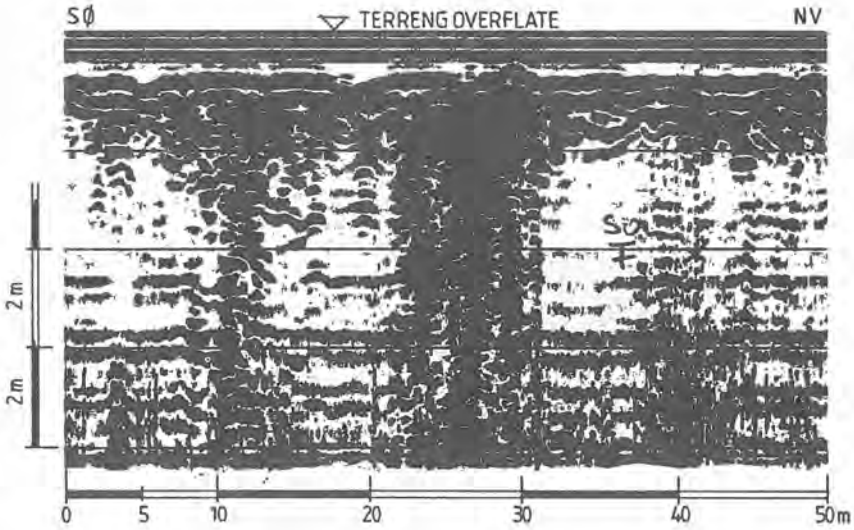
6. GROVKARTLEGGING AV KOMMUNAL FYLLPLASS VED HJELP AV GEORADAR

Målingene på Kastet fyllplass i Vestfold ble utført for å prøve ut georadar for å lokalisering av metallavfall, bl.a. nedgravde fat med ukjent innhold i et område med marine avsetninger. Figur 6.1 viser deler av radarregistreringen hentet fra en av linjene på kartutsnittet i figur 6.2.

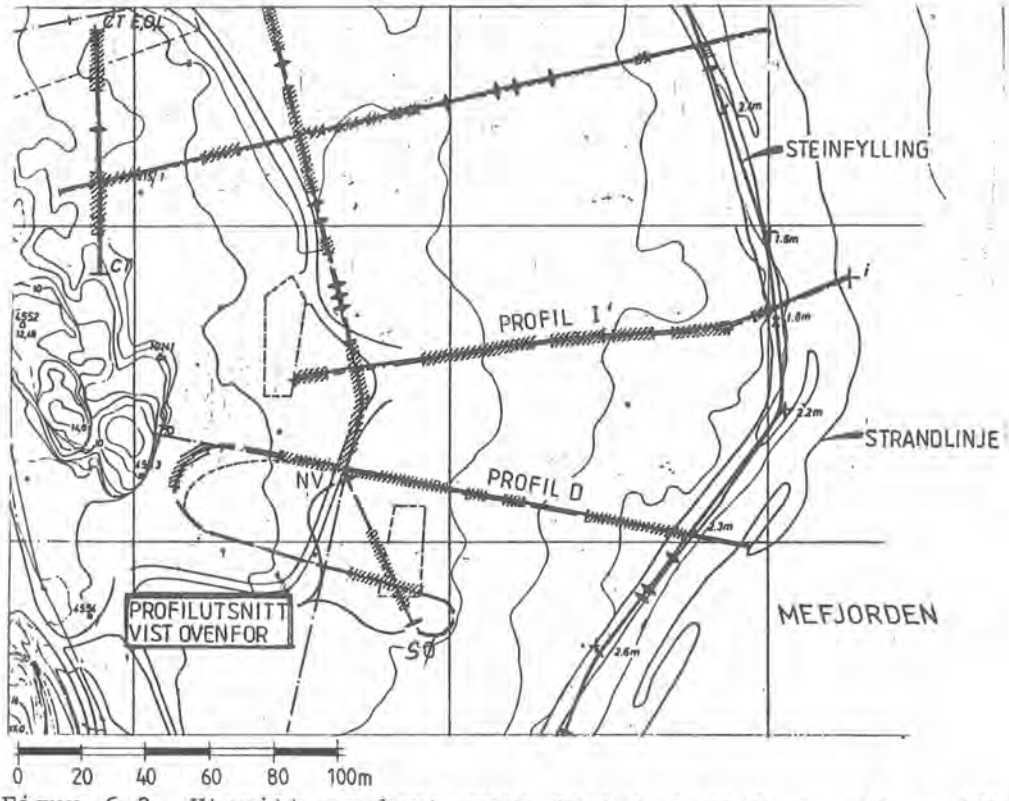
På dataeksempelet ser man en noe ujevn, men kontinuerlig reflektor like under terrengoverflaten. Dette danner toppen av et lag med forholdsvis sterk refleksjon av radarsignaler. I 2 soner er det kraftig refleksjon med sverting til full registreringsdybde. Disse anomaliene tolkes som refleksjon fra nedgravde gjenstander, mest sannsynlig fat som man vet finnes lagt i groper på visse deler av avfallsplassen. Mellom anomaliene er det antatt å være leirmasser. Disse har dårlig penetrasjon for radarsignalene og danner lyse områder.

På grunnlag av forsøkene med georadarprofilering fant man at anomaliene er ujevnt fordelt, og at de største ansamlingene av fat ligger i bestemte områder.

En mer detaljert undersøkelse ville krevet et tettere nett av radarprofiler. Sjaktgraving på utvalgte steder vil klarlegge typer av avfall og samsvar mellom avfallsmengder og størrelsen på radaranomaliene. Boringer, prøvetaking av sigevann og vurdering av forurensningsrisiko for omgivelsene bør komme som videre faser i en undersøkelse som dette.



Figur 6.1. Eksempel på georadarregistrering med kraftige refleksjoner (anomalier), trolig på grunn av nedgravde metallgjenstander.



Figur 6.2. Utsnitt av kart over Kastet fyllplass med profillinjer og områder med indikasjoner på nedgravde fat e.l.

FUNDAMENTERING AV NORGES HØYESTE BYGG - OSLO PLAZA HOTEL - PÅ SLISSEVEGGPANELER TIL BRATT FJELL

Oslo Plaza Hotel - Scandinavia tallest building, founded on slurry wall concrete panels on an extremely steep rock surface.

Siv.ing. Espen Thorn
NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

SAMMENDRAG

Skandinavias høyeste bygg - Oslo Plaza Hotel - er under oppførelse og er planlagt åpnet i april 1990. Det slanke tårnet som består av 35 etasjer vil bli 110 m høyt.

Grunnforholdene på Vaterland hvor hotellet skal ligge består av bløt til middels fast leire over en bratt fjellskrent. T-banen krysser tomten.

Det spesielle ved fundamenteringen er overføringen av de store horisontale vindlastene til fjell. Etter en vurdering av forskjellige alternativer falt valget på fjellforankrede slisseveggpaneler.

Det nødvendige fundamenteringenivået i fjellskrenten ble fastlagt på grunnlag av stabilitetsanalyser langs tenkte glideflater. Elementmetoden ble benyttet for å klarlegge spenningsfordelingen i fjell. Beregningsresultatene tilsa en avtrapping av enkeltpanelene langs et skråplan på 45°. Panellengdene varierer fra 12 til 30 m og er på det meste meislet 8 m ned i fjellskrenten. Forspenningslasten fra 150 vertikale fjellankere har sørget for den nødvendige tilleggslast for å balansere veltemomentet som vinden forårsaker.

SUMMARY

The tallest building in Scandinavia, the Oslo Plaza Hotel under construction in Oslo, Norway, is scheduled to be opened by 1990. The building, a slender tower 33 stories high, will reach a height of 110 metres. The tower is situated in the new

commercial district in Oslo where the soil conditions consist of soft marine clays overlying an extremely steep bedrock surface. The hotel will straddle a subway tunnel that crosses the site.

Large horizontal wind loads require that special attention be paid to the foundations of the tower. Several alternative concepts for transmitting the foundation loads from the tower to the underlying rock were investigated. The chosen solution consists of slurry wall concrete panels with stressed vertical rock-anchors within the panels.

Due to the extremely steep rock surface the necessary foundation level in the rock was determined by an analysis of the rock slope stability along potential planar slip surfaces. Finite element methods were used to study the final stress distribution in the rock mass. The stability analysis required the adjoining barrette panels to be stepped down an inclined plane of about 45°. The panels vary in depth from 12 m to 30 m, and are chiselled a maximum of 8 m into the relatively weak shale rock. A total of 150 vertical anchors within the concrete panels provide additional forces to balance the overturning moments caused by wind.

1. PROSJEKT. BYGGEPLASS OG GRUNNFORHOLD

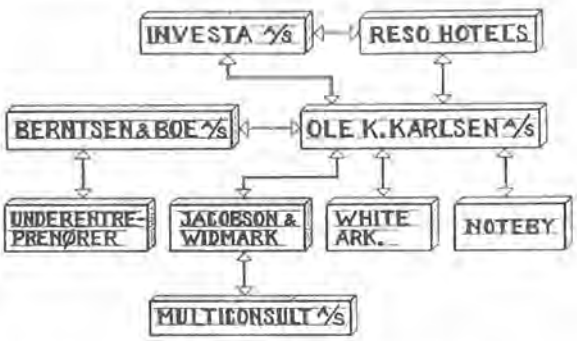


Fig. 1 Prosjektorganisasjon

Hotellkomplekset består av et

- hotelltårn på 33 etasjer med grunnareal 1000 m²
- 4 etasjers servicebygg med grunnareal 2300 m²
- parkeringskjeller med grunnareal 6200 m²

Som en del av kjellerkonstruksjonen inngår den pelefundamenterte T-banen.

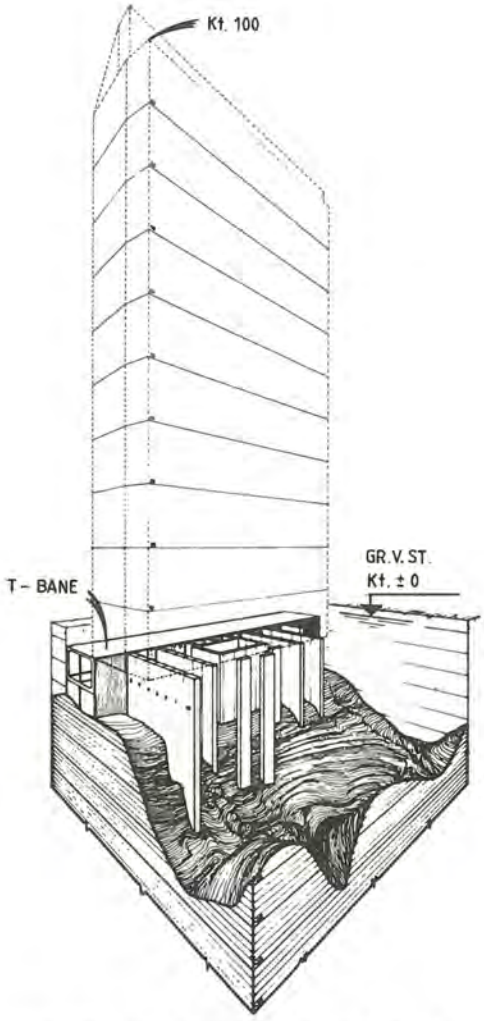


Fig. 2 Perspektivskisse av tårnfundamentene

Bygget er i sin helhet utført i plasstøpt betong. Høydelen stabiliseres av tverrgående veggskiver og av heiskjernen i den sentrale del. Bjelkelaget i høydelen er utført som enkeltspente kontinuerlige plater lagt opp på tverrveggene.

Tårnfundamentet er dimensjonert for en vindlast på 65 MN og en total vertikallast på 635 MN. Vaterlandsområdet ligger i den gamle strandsonen og er innvunnet ved oppfylling til kote +3. Foruten 3 m fylling består løsmassene over fjell av en normalkonsolidert bløt til middels fast marin leire. Trerester i stor dybde og store variasjoner i fastheten viser at massene tildels stammer fra tidligere skred. I strandsonen fra kote ±0 til -2 er leiren spesielt bløt med en udrenert skjærstyrke på 10-15 kN/m^2.

Typisk for området er sekundærsetninger som forårsaker terrengsetninger på 2-4 mm pr. år. Fjellet består av mørk leirskifer og kalkstein. Fjelloverflaten, som domineres av en fjellskrent, ligger fra 12 til 30 m under terrenget.

Tårnblokken ligger med fasaden langs kanten av et 15 m høyt fjellstup, **fig. 2.** Grunnundersøkelsene viser vertikale sprang og overheng i fjellskrenten. Det antas at fjelloverflaten er glattskurt og at den fikk sin endelige utforming under den siste istiden.

Plasseringen av hotelltårnet var fastsatt på grunn av begrenset plass hvor blant annet Akerselva, motorveien og T-banen utgjorde de naturlige grensene.

Grunnvannsspeilet som ligger nær terreng tilsvarer omtrent normalvannstanden i Akerselva.

2. FUNDAMENTERINGSUTFØRELSEN

2.1 Servicebygget

Det 4 etasjers høye servicebygget er fundamentert på 700 høyfaste betongpeler. Betongkvaliteten er C75 og pelens tverrsnittsareal er 275 x 275 mm. Pelens dimensjonerende kapasitet er 2860 kN. Totalt er det medgått 12000 lm pel hvilket utgjør ca. 5 % av det årlige forbruk i Norge.

2.2 Tårnbygg

Flere alternative fundamenteringsmetoder ble vurdert for å overføre de store vind- og vertikallastene til fjell.

Alt. 1 Betongpilarer, Ø1.5 m, forankret til fjell med skrå stålkjernepeler (Ø190 mm) eventuelt forspente stag (12 stk. 0.6") som vist til venstre i **fig. 3.** Dette alternativet overfører vindlastene til sidebygget hvor fjellforholdene er gunstigere.

Alt. 2 Slisseveggpaneler som forankres med vertikale fjellstag gjennom panelene, i prinsippet en direkte forlengelse av tårnkonstruksjonen.

Alt. 3 Cellespunt (Ø12 m) til fjell for direkte lastoverføring. Leiren masseutskiftes med betong. Omfattende fjellsprengningsarbeider er nøvendig.

Alt. 4 Pilarer og skrå stålrørspeler (Ø180 mm) som forankres i fjell med innvendige stag (12 stk. 0.5").

Av de ovennevnte alternativer ble Alt. 1 og 2 vurdert i detalj.

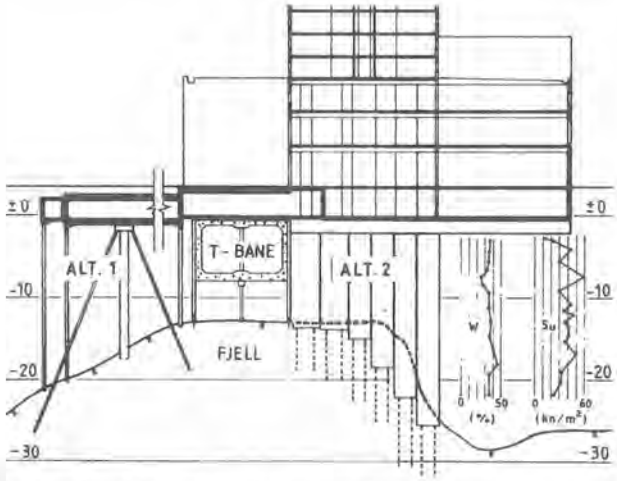


Fig. 3 Alternative fundamenteringssystemer

2.3 Alternativ fundamenteringsløsning. Alt. 1

Et alternativt fundamenteringssystem for å ivareta det store veltemomentet på grunn av vindlasten ble vurdert. Det bestod som nevnt av betongpilarer, Ø1.5 m, forankret til fjell med skrå stålkjernepeler (Ø190 mm) eller forspente stag (12 stk. 0.6").

Pågående sekundære setninger i leiren vil påvirke et slikt system over tid med gradvis økende pålastning og utbøyning av de skrå konstruksjonsdelene. Denne virkningen ble analysert ved hjelp av elementprogrammet **3D SPACEFRAME (PRICHER, 1986).**

Side- og aksialforskyvningene av pelene ble beregnet ved å anta at pelen er en bjelke på et elastisk underlag.

Komponentene for leirens forskyvning ble beregnet på grunnlag av de vertikale sekundære tøyningene og de tilsvarende knutepunktkreftene, $k_n \cdot y_n$ og $k_s \cdot y_s$ (k_n og k_s er henholdsvis jordmodul og skjærreaksjon og y_n, y_s er jordforskyvningene i de samme retningene) ble tilført systemet sammen med de ytre konstruksjonslastene.

Analysen viste at både pele og strekkabel-alternativene manglet trykkapasitet (i de skrå delene), mens både de vertikale pilarene og strekkpelene ville bli overbelastet. Når det gjelder de forspente strekkablene, så var den nødvendige trykkapasiteten så høy at den ikke kunne balanseres med forspenningslasten uten å forårsake plastisk flytning når kabelen ble utsatt for strekk. For alternativet med stålkjernepeler bekreftet beregningene at det ville oppstå knekning på grunn av sekundære setninger når pelene er utsatt for små lastpåkjenninger.

Som følge av dette ble alternativet med slisseveggpaneler valgt, **Alt. 2.**

3. FJELLSTABILITET
ALT. 2 ENDELIG UTFØRELSE

Det er benyttet to forskjellige stabilitetsanalyser for å klarlegge hvordan lastene fra hotelltårnet/slisseveggpanelene påvirker fjellstabiliteten og spenningsforholdene i fjell.

i) global likevektsanalyse for bestemmelse av panelenes fundamenteringsnivå.

ii) elementanalyse av spenningsfordelingen i fjell for å vurdere stabiliteten lokalt under panelene.

3.1 Materialegenskaper

Leirskiferens enaksiale trykkfasthet er 60-80 MPa. Skiferen har en strøkretning som er omtrent parallell med skråningen og fallet er ca. 40-50° N, hvilket er gunstig for fjellskrentens stabilitet.

Kjerneboringene avdekket imidlertid et sekundært sprekkesystem mer eller mindre vinkelrett på lagdelingen. Noen av sprekkene har også en orientering som er parallell med skråningen, hvilket kunne tenkes å forårsake utilfredsstillende stabilitet lokalt. Friksjonsvinkelen til det sekundære sprekkesystemet var derfor den viktigste parameteren når stabiliteten til fjellklippen skulle vurdres. Sprekkene femstår ofte som glidespeil.

Sprekkenes skjærkapasitet ble målt på 46 mm utborede kjerner montert i en skjærboks. Skjærstyrken ble målt med påførte normalspenninger 0.5 og 2.5 MPa. Resultatene ble benyttet for å beregne den aktive friksjonsvinkelen, φ_a, i henhold til forholdet:

$$\tau = \sigma_n \, tg\varphi_a \qquad (1)$$

hvor $$tg\varphi_a = \frac{c}{\sigma_n} + tg\varphi_b$$

φ_b = basis friksjonsvinkel
c = kohesjon

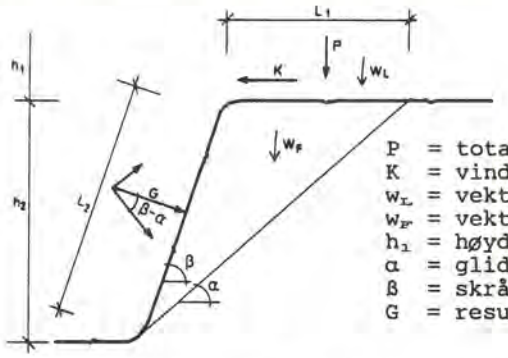
Den aktive friksjonsvinkelen varierer med påført normalspenning som vist i ligning (1). Da glideflatens gjennomsnittlige normalspenning er 1 MPa, ble det ut fra skjærforsøkene valgt en karakteristisk vinkel på 44°. Med en materialfaktor γ_m = 1.3 ble en dimensjonerende aktiv friksjonsvinkel på 34° benyttet i beregningene.

3.2 Global stabilitetsanalyse

Fjellklippen ble delt i 3 områder som på grunn av ulik geometri og varierende laster langs skrenten ble betraktet hver for seg.

Modellprinsippet som ble benyttet i beregningene er vist på **fig. 4**. Leirens hviletrykk mot skråningen er tatt med som en stabiliserende faktor i beregningene, mens det ikke er tatt hensyn til leirens skjærstyrke da det ikke tillates deformasjoner.

Beregningsresultatene angir vinkelen for en antatt flate hvor glidninger ikke vil inntreffe. Denne vinkelen varierer mellom 42 og 44° i de ulike seksjonene. Det ble satt som et krav at alle slisseveggpanelene måtte meisles ned til dette nivået.



P = total fundamentlast (aktiv)
K = vindlast mm. (aktiv)
W_L = vekt av leire
W_F = vekt av fjellegemet
h_1 = høyde fra kjellernivå
α = glideplanets vinkel
ß = skråningsvinkel
G = resultantkraft fra jordtrykk (passiv)

Fig. 4 Modell for global analyse

3.3 Elementanalyse. Spenningsfordeling

Først ble det utført en statisk analyse av slisseveggskivene for å beregne panellastene idet det antas at ingen skjærkrefter kan overføres fra panel til panel langs veggskiven.

Computerprogrammet, **SPLATE**, som er utviklet hos NOTEBY, ble så benyttet for å beregne kontaktspenningene mellom det enkelte slisseveggpanel og fjellet idet det antas at panelet er et fundament som hviler på et elastisk halvrom og som er stagforankret i fjell.

Tilslutt ble det utført en elementanalyse for å beregne spenningsfordelingen og forskyvningene i fjellet under slisseveggskivene.

Elementnettet ble belastet med kontaktspenningene langs fjelloverflaten og med forankringskreftene i fjellets forankringssone.

For å klarlegge spenningsfordelingen normalt på slisseveggpanelet ble både plan-tøyning og plan-spenningstilstanden undersøkt.

Resultatet av elementanalysen ved bruk av programmet **PCEAP** er vist i **fig. 5 og fig. 6.**

Ved hjelp av grenselinjene for de maksimale spenningene kan den kritiske glideflaten fastlegges. Ved å benytte den beregnede spenningstilstand i hvert enkelt element langs den potensielle glideflaten, var det mulig å bestemme både normal- og tangentialspenningen langs denne flaten. Sikkerhetsfaktoren ble så

beregnet som forholdet mellom summene av de tilstedeværende skjærstyrkene langs glideflaten og de mobiliserte skjærspenningene.

For den mest kritiske glideflaten viste beregningene en sikkerhetsfaktor på F = 1.44.

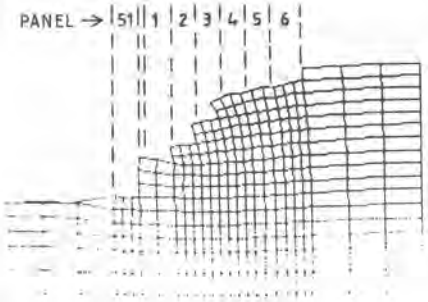


Fig. 5 Forskyvninger i fjellet på grunn av panellastene

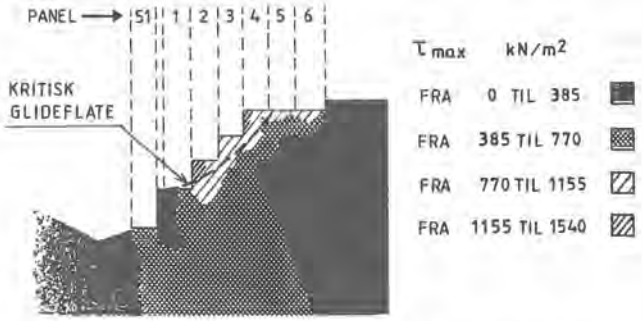


Fig. 6 Grenselinjer for maksimale skjærspenninger og kritisk glideflate. Slissevegg - akse 4

4. KONSTRUKTIV UTFORMING

Den valgte fundamenteringsløsning fungerer i prinsippet som en forlengelse av tårnets tverrgående veggskiver og heiskjernen.

Tårnlastene føres til fjell via 47 slisseveggpaneler som hver er 1.2 m bred og 2.8 m lang. Paneldybden varierer fra 12 til 30 m inkludert innmeislet dybde i fjell som varierer fra 0.3 m på toppen til en maksimumsdybde på 8 m i fjellskrenten.

Enkeltpanelene i hver slissevegg er bundet sammen av en langsgående bjelke, 1.5 x 1.5 m, i toppen. Dette systemet danner en ramme hvor toppbjelken overfører skjærkreftene. Toppbjelken erstatter derved den konvensjonelle skjæroverføringen via armeringen fra panel til panel.

I tillegg til vertikallastene fra tårnet sørger forspente fjellstag gjennom panelene for nødvendig tilleggslast slik at slisseveggene ikke blir utsatt for strekkpåkjenninger som følge av det veltemoment vindkreftene forårsaker.

Bygget er forspent til 4. etasje. Fjellforankringsstagene spenner til overkant bunnplate, mens forspente Macaloy stenger er benyttet videre opp til 4. etasje.

Fjellstagene, som det er 4 av i hvert panel, består av 19 stk. 0.6" Dyform lavrelaksjonsspenntau. Spenntauene er fettet og plastbelagt. Stagene som er dobbelt korrosjonsbeskyttet med korrugerte PVC-rør i hele lengden, har hver for seg en permanent forspenningslast på 3400 kN.

Alle stagene har en fast forankringslengde i fjell på 4.0 m, mens den borede staglengden i fjell varierer fra 6.0 til 11.0 m. Samtlige stag tilfredsstilte de nøvendige kravene for godkjennelse under oppspenningsprosedyren.

For å ivareta de store trykkspenningene i betongen er det i dimensjoneringen forutsatt en betongkvalitet C45.

5. ANLEGGSARBEIDET

Fundamenteringsarbeidene var karakterisert av en meget stram fremdriftsplan, dyp og omfattende fjellmeisling, den høye betongkvaliteten og de strenge kravene til overgangssonen mellom slisseveggpanelene og fjell.

5.1 Fremdrift

Forberedende arbeider med klargjøring av byggeplass og støp av ledevegger ble utført av hovedentreprenøren Berntsen & Boe A/S i løpet av 3 uker. Samtidig rigget Bachy (UK) slisseveggutrustningen som ble fraktet med båt fra England til Oslo.

Da hovedentreprenøren ønsket at slisseveggarbeidene skulle avsluttes før vinteren for alvor satte inn, ble det stilt meget strenge krav til fremdriften. I praksis innebar dette ferdigstillelse av ett panel pr. dag.

Slisseveggarbeidene ble utført på 9 uker med 6 dagers arbeidsuke. Fjellmeislingen var den kritiske arbeidsoperasjonen for fremdriften. I den kritiske fasen ble det arbeidet dag og natt i 3 skift. Dette stilte store krav til godt vedlikehold av utstyret for å hindre driftsstans.

5.2 Utstyr og metoder

Hovedriggen besto av 2 stk. 60 tonn kraner med wireopphengte grabber, kapasitet 25 m^3 leire pr. time eventuelt 15 tonn kryssmeisler, kapasitet 0.3 til 1.5 m^3 fjell pr. time (fallhøyde 3.0 m).

Panelskjøtene er utformet med Bachys patenterte CWS-metode. Det benyttes spesialkonstruerte endesteng som trekkes etter at herdeprosessen til betongen har startet og etter at nabopanelet er ferdig utgravet. Endestenget, som også kan brukes som guide for grabben i graveprosessen, fjernes ved sideveis uttrekning ved at grabben med sine spesialklør føres ned langs stenget.

Til løfting av utstyr, armeringskurver (med høyde opp til 30 m og vekt 15 tonn), støperør m.v. ble det benyttet en egen beltegående 80 tonn fagverkskran.

Spesialkonstruert renseanlegg for støttevæske muliggjorde stor grad av ombruk. Partikkelinnholdet (fra sand og knust fjell) ble brakt ned til under 1 vektprosent før støp. Stor pumpekapasitet muliggjorde total utskifting av støttevæske i panelet før støp, noe som generelt er benyttet for å sikre best mulig resultat ved utstøping. Krav til romvekt ut fra stabilitetshensyn var 10.5-11.0 kN/m^3. Dette ble oppnådd ved tilsetting av 7 % barytt i tillegg til ca. 3 % bentonitt. Ledeveggene ble ført opp til 1.0 m over terreng for å redusere kravet til romvekt.

5.3 Utstøping

Da støpingen ble utført gjennom dykket rør i støttevæske, ble det lagt vekt på gode flyteegenskaper for å sikre god oppfylling av slissen og rundt armeringsjernene. Betongen måtte være homogen, uten tegn til separasjon. Samtidig måtte tiden fra blanding til begynnende størkning være tilstrekkelig lang slik at det ikke oppsto kaldskjøter. For å oppnå en akseptabel syklustid måtte i tillegg betongens avbinding og fasthetsutvikling være slik at endestenget kunne trekkes tidlig.

For å oppnå disse egenskapene samt en betongkvalitet C45 ble det utført prøveblandinger av betongen til slisseveggene. Med et ønsket slumpmål på 20 cm ble det benyttet en blanderesept

pr. m³ som besto av 390 kg sement, 20 kg silika og en rekke plastisiserende og retarderende stoffer. Maksimal tillatt steinstørrelse var 27 mm.

Utborede kjerner fra 4 paneler viste meget god kvalitet med et minimum av porer og ingen tegn til separasjon eller kaldskjøter. Resultater fra trykkfasthetsprøvingen viste sylinderfasthetter i området 55-70 MPa. En typisk kurve for temperaturutviklingen i et panel er vist i **fig. 7.**

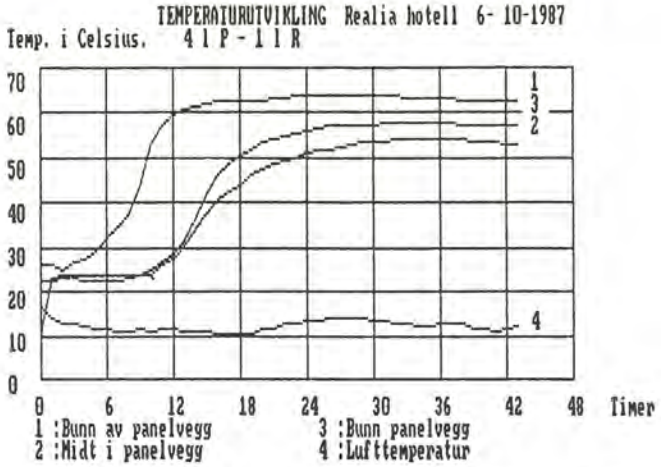


Fig. 7 Karakteristisk temperaturutvikling etter panelutstøping

5.4 Grenseflaten betong/fjell. Injeksjon

Erfaringer fra lignende arbeider viser at det må forventes gjenværende lommer med slurry mellom betong og fjell. Dette ble kontrollert og utbedret før fjellstagene ble installert. Systematisk oppboring, spyling og sementinjisering sørget for at overgangssonen ble tilfredsstillende. Arbeidet ble utført gjennom stagenes utsparingsrør som var festet til armeringskurven.

De fleste panelene hadde glipper som varierte fra 50 til 400 mm mot fjellet. Før injiseringen kunne igangsettes måtte returvannet fra spylingen være rent. For å unngå dannelse av kanaler opp langs panelene til terrengoverflaten ble tillatt trykk under vannspylingen og injiseringen begrenset til 5 bar. Likevel hendte det, selv ved lavere trykk, flere ganger at injeksjonsmassen kom opp til overflaten.

I disse tilfellene ble injeksjonen avsluttet etter et forbruk på ca. 1 m³ injeksjonsmasse. Etter herding ble det foretatt en ny runde med oppboring, spyling og injisering. I ett tilfelle

var forholdene så vanskelige at den vanlige injeksjonsmassen ble erstattet med mikrobetong som ble tilført foten ved hjelp av betongpumpe. Etter et forbruk på 9 m^3 betong ble resultatet tilfredsstillende slik at panelet fikk en god fot.

6. KOSTNADER

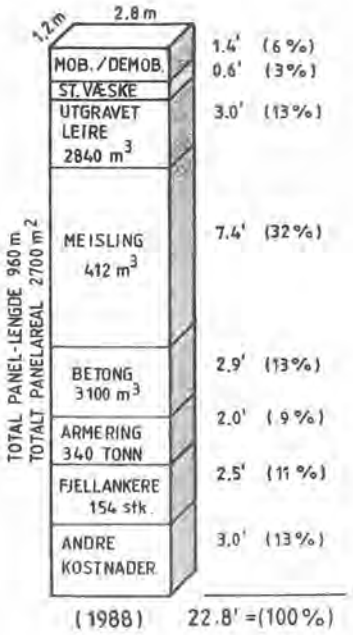


Fig. 8 Slisseveggkostnader, 47 paneler
Totale kostnader, mill. kroner

REFERANSER

Athanasiu, C. (1987) **SPLATE** - Et computerprogram for analyser av kontaktspenninger og setninger av stive plater på ikke-lineær jord. Brukerveiledning. NOTEBY-rapport 6928/55.

Pricher, A. (1986) **RM-SPACEFRAME** - Statisk analyse av 3-D ramme strukturer. Brukerveiledning. Teknisk Data A/S, Oslo.

Taylor, R. L. (1986) **PCFEAP** - Et PC-elementprogram. Bruker-veiledning. California universitet, Berkeley.

KORROSIVITET I JORD - ERFARINGER OG BOTEMIDLER

Corrosion in the ground - experience and remedial actions

Cand.real Odd Bryhn
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Korrosjon på peler og spunt har vært et diskusjonstema i mange 10 år. Enkelte tilfeller har vist høy korrosjonshastighet opp mot 500 µm/år mens en del andre viser <1 µm/år eller endog 0 µm/år (passivt). Dette foredraget er ment å gi en rimelig god oversikt over erfaringer fra en rekke land, spesielt Norge og Sverige. Videre belyses hvilke korrosjonsfenomener som man kan vente å finne i jord.

De geokjemiske parameterne som kan gi tilskudd til eller hindre korrosjon i jord er vurdert betydninger av. Det er flere måter disse parameterne kan brukes på til korrosjonsvurdering og blant annet bedømningsskjemaer er vurdert. En ny metode til in situ estimering av korrosjonshastighet er utviklet på NGI. Dette er en sonde med resistivitet, redoks og korrosjonspotensialmålinger foruten galvanostatisk polarisering med nedtegning av tafelplot og derved estimering av korrosjonshastigheten. Av tiltak mot korrosjon er det nevnt flere belegg foruten katodisk beskyttelse og innstøping.

De fleste stedene er korrosjonshastigheten lav eller meget lav d.v.s. <20 µm/år. Bare få miljøer med begrenset utstrekning kan gi høy korrosjonshastighet.

SUMMARY

For several decades pile and sheet pile corrosion have been topics for discussion. Corrosion rates as high as 500 µm/ear have been measured at certain sites, while rates < 1 µm/year and even down to 0 (passive) have also been found. The purpose of this lecture is to list results from various contries, from Norway and Sweden in particular, and furthermore, to shed light on which corrosion phenomena are likely to be encountered in the ground.

Geochemical parameters which may add to or prevent corrosion in the ground are evaluated. These parameters may be used in different ways to evaluate the corrosion rate. The use of evaluation forms have been discussed. A new device for evaluating the corrosion rate has been developed at NGI. This comprises a probe constructed for measuring the resistivity, redox and corrosion potential as well as galvanostatic polarization including printing of a Tafel-plot. The instrument provides a complete estimation of the rate of

corrosion. Several measures for prevention of corrosion are suggested in addition to cathodic protection and use of concrete pile caps.

In most places the corrosion rate is low to very low, i.e. < 20 µm/year. High rates of corrosivity is only round in sites of limited extent.

INNLEDNING

Helt siden stålpeler ble tatt i bruk i Norge, er det blitt uttrykt frykt for korrosjon. Dette er delvis teoretisk basert og delvis basert på opptatte stålgjenstander. Noen systematisk undersøkelse har ikke vært utført i Norge. I 1939 fikk NSB ved Sverre Skauen-Haug satt ned en del stenger på forskjellige lokaliteter i Sør-Øst Norge. Utgangspunktet for denne undersøkelsen var mer å finne korrosive områder enn på systematisk måte å finne den geokjemiske forklaring. Resultatene fra NSB's stenger samt en del andre case er presentert av Tungesvik (1976). Først i 1979 ble det satt igang systematiske undersøkelser omkring korrosjon i jord. Korrosjonsinstituttet i Stockholm har gravd ned eller rammet stålobjekter på 7 nøye utvalgte lokaliteter i Sverige. Noen resultater fra denne undersøkelsen har begynt å komme. Utenom disse undersøkelsene er det bare tilfeldige rapporter om korrosjon eller manglende sådan.

ERFARINGER

Det er i årenes løp blitt gjennomført en rekke mer eller mindre kontrollerte undersøkelser omkring korrosjon på vertikale konstruksjoner rundt omkring i verden. De fleste undersøkelsene konkluderer med relativt lave korrosjonshastigheter fra 0 - 30 µm pr år.

Av de mest interessante større undersøkelsene må nevnes Tungesvik 1976 (NGI), Sandegren 1986 (SJ) og Camitz og Vinka 1988 (KI).

Tungesviks rapport omhandler peler fra eksisterende eller kondemnerte bygninger foruten rammede stålstenger. Stålpelene som var 10-70 år gamle hadde maksimal korrosjonshastighet på 20-60 µm/år for peler i salte omgivelser, mens den var mindre (2-10 µm/år) for peler i ikke salte omgivelser. For teststengene ble det oppnådd korrosjonshastigheter på opptil 500 µm/år i spesielt inhomogent miljø. Andre rapporter fra Norge (bl.a. Rosenqvist 1961), viser samme tendenser som for stålpelene. Her pekes det blant annet på at korrosjonsproblemene er mindre over den marine grense. Det fremgår også av norske undersøkelser at trykkstyrken på korroderte peler reduseres med 25% i tillegg til korrosjonssvinnet. Både disse rapportene, andre oppdragsrapporter og personlige meddelelser, gir god informasjon om hvilke grunnforhold som er risikofylte eller har meget lav korrosjonsrisiko. Områder med homogene forhold har lav korrosjonsrisiko, mens områder med svært variable forhold og menneskelige aktiviteter, kan ha betydelig korrosjonsrisiko. Pittingfaktoren

(korrosjonshastighet i groper delt på korrosjonshastighet på flatene) er i de norske rapportene antydet å være fra 2.3 - 14, med de fleste rundt 5.

De svenske rapportene konsentrerer seg mer om korrosjonsfenomener knyttet til rett over og rett under grunnvannstanden. En undersøkelse gjort av Sandegren 1985 viste at korrosjon på stålstenger fra 19 steder i Sverige meget sjelden overskred 20 µm/år. Ved disse lave verdiene var korrosjonshastigheten jevnt over høyere under grunnvannstanden enn over. Et annet arbeide utført ved Korrosjons Instituttet (Camitz og Vinka 1986 og 1988) omfatter tester på store og små stålplater og stenger både ubehandlet og behandlet med Zn, Al og alusink, og beliggende over eller under grunnvannstanden. Ikke uventet viste disse forsøkene at nedgravde (i motsetning til rammede) konstruksjoner hadde 2 til 4 ganger høyere korrosjonshastighet enn rammede peler. Overflate-korrosjonen var 2-25 µm/pr (høyest over grunnvannstanden) mens groptærings-hastigheten var opptil 66 ganger så høy (vanligvis 5-15). Denne korrosjons-hastigheten ble funnet på en stålpel i sand over grunnvannstanden. Grop-tæringshastigheten her var på 200 µm/år. Forøvrig viste groptærings-hastigheter på nedgravde plater, ikke høyere verdier enn for rammede peler. Peler satt i leire i Stockholm, Sollentuna og Gøteborg viste alle grop-tæringshastigheter på rundt 100 µm/år.

Eldre rapporter bl.a. fra USA (Romanoff 1962) beskriver en del tilfeller hvor korrosjonshastigheten er lav, som regel <20 µm/år og ikke over 75 µm/år. Blant annet ble sand beskrevet som gunstig for å redusere korrosjon over grunnvannstanden.

Fra Japan er det rapportert om lave korrosjonshastigheter som sjelden over-stiger 30 µm/år (Ohsaki 1982). I en del av tilfellene er korrosjons-hastigheten noe høyere rett under grunnvannstanden. Korrosjonshastigheten avtar med årene f.eks. fra 40 µm/år etter 2 år til 10 µm/år etter 10 år. Det er også blitt gjennomført korrelasjonstester mellom korrosjonshastighet og forskjellige parametre. Ingen korelasjon ble observert hverken for pH, resistivitet eller depolarisasjons koeffisient.

Selv om ingen enkeltparametre kan sies å være bestemmende for korrosjons-hastigheten er det likevel mulig å sette opp betingelser eller type lokali-teter hvor korrosjon forekommer i stor eller liten grad. Basert på erfaringer fra en rekke norske og utenlandske prosjekter er det mulig å antyde følgende:

- Korrosjonshastigheten er større over grunnvannstanden enn under.
- Det er større fare for korrosjon i inhomogent materiale enn i homogent materiale.
- Fyllinger eller avsetninger forårsaket av mennesker har større korro-sjonsrisiko enn naturmateriale.
- Innblanding av organisk materiale øker korrosjonsrisikoen.
- Ingen enkeltparameter bestemmer korrosjonshastigheten.
- Omrørte masser har større korrosjonsrisiko enn uforstyrrede.
- Pittingfaktoren er normalt 3-15.

KORROSJONSTEORI

Generelt

Korrosjon av stål kan sammenliknes med det som skjer i et bilbatteri. Av forskjellige årsaker kan det oppstå overflater på stålet med forskjellige egenskaper nært inntil hverandre. Er disse overflatene av svært forskjellig natur, vil det oppstå en potensialforskjell mellom dem. Denne potensialforskjellen vil kunne drive en elektrisk strøm som forårsaker korrosjon på anoden.

Anodereaksjonen for stål er:

$$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^-$$

Katodereaksjonen i oksygenholdige omgivelser er

$$\tfrac{1}{2}O_2 + H_2O + 2e^- \rightarrow 2OH^-$$

og i oksygenfritt miljø

$$2H^+ + 2e^- \rightarrow H_2$$

I oksygenholdige miljøer dannes det derfor brun til gul rust (fig. 1), mens i oksygen-fritt miljø vil jernioner diffundere vekk fra ståloverflaten, slik at denne holder seg blank eller svart av jernsulfid.

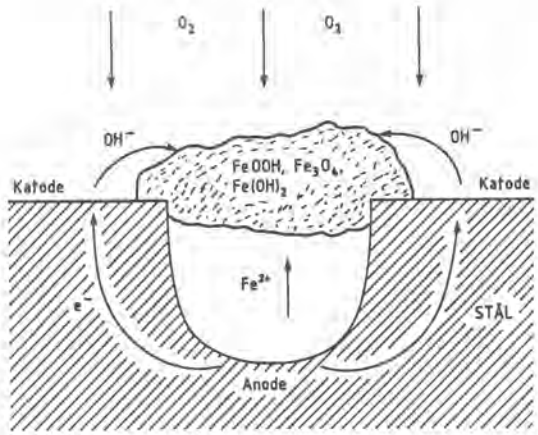


Fig. 1: Korrosjon i oksygenholdige omgivelser.

Lokal korrosjon (groptæring)

Lokal korrosjon oppstår når potensialforskjellene er betydelige og forandres lite, dvs. at anode og katode holder seg på samme sted. Jo større katoden er i forhold til anoden, dess større blir korrosjonshastigheten. Et klassisk eksempel er en leirklump som ligger mot stål som ellers er nedgravd i sand. Her vil det oppstå anode under leira og en stor katode i sanden. En vesentlig årsak til at potensialforskjell oppstår her er at leira er oksygenfri, mens sanden er oksygenholdig.

Mikrobiell korrosjon

Mikrobiell korrosjon virker i prinsippet som lokal korrosjon og fører som regel til groptæring. Det er flere aktuelle mekanismer som fører til denne type korrosjon. Felles for alle er at bakterier endrer det kjemiske miljøet ved enten å bruke stoffer tilgjengelig i vannet eller å produsere stoffer som kan holde seg i nærmiljøet. En rekke bakterier både i oksygenholdige og oksygenfrie omgivelser fører til korrosjon.

Flatekorrosjon

Jevn overflatekorrosjon oppstår når betingelsene for groptæring stadig endres, slik at anode- og katode-områdene flyttes eller at anode og katode-områdene er meget små og ligger tett sammen. I begge tilfelle er resultatet korrosjon over et større område som ved nærmere ettersyn kan synes å være lagvis fjerning av stål. Generelt agresivt miljø vil gi denne type korrosjon.

Galvanisk korrosjon

Dette kan oppstå når to metaller med forskjellige elektrokjemiske egenskaper ligger inntil hverandre eller nær hverandre med elektrisk kontakt. På grunn av potensialforskjellen vil det minst edle metallet korrodere. Hastigheten øker jo større spenningsforskjellen er.

Korrosjon forårsaket av lekasjestrøm

Strømkilden til denne type korrosjon finnes bl.a. ved sveiseanlegg, røntgenapparater, anlegg for katodisk beskyttelse og elektriske baner. Det er særlig horisontale konstruksjoner som er utsatt for denne type korrosjon. Strømmen kommer inn ved katoden, følger konstruksjonen og hopper av ved anoden samtidig som dette området blir utsatt for korrosjon.

Korrosjon på grunn av induserte strømmer

Også denne korrosjonstypen er spesielt aktuelt for horisontale konstruksjoner. Det er særlig vekselstrømsanlegg så som kraftlinjer og jernbaner som kan ha en likestrømskomponent som induserer strøm i konstruksjoner. Det er også rapportert om spesielle typer jordsmonn som kan likerette vekselstrøm.

FAKTORER SOM INNVIRKER PÅ KORROSIVITETEN

Metallkvalitet

Valset stål har en del gløderester som bidrar til å gi ståloverflaten et varierende potensial. En rekke tilfeller med lav korrosjonshastighet skyldes dette. Forsøk i samme omgivelser har vist at polert stål blir passivert. Inhomogeniteter i stålet så som karbonpartikler kan gi opphav til korrosjon.

Miljøets fysikalske faktorer

Kornfordelingen og dermed også vanninnholdet og oksygeninnholdet har betydelig innflytelse på korrosjonen. Tett leire vil ha en reduserende effekt på korrosjonen nesten uansett saltinnhold, fordi stoffene som deltar i reaksjonen transporteres så sakte til eller fra ståloverflaten.

Grunnvannstanden er ofte av stor betydning for korrosjonshastigheten. Det er ofte registrert høy korrosjonshastighet litt under grunnvannstanden hvor oksygenet er brukt opp. Variabel grunnvannstand kan gjennom de stadig endrede kjemiske forhold gi omfattende flatekorrosjon over et større område.

Elektrisk ledningsevne er av mange utpekt som den vesentligste enkeltparameter til korrosjonsbedømmelse. Høy ledningsevne (dvs. mye salt), gir når det er god transport av ioner, høy korrosjonsrisiko. Lav ledningsevne er som regel synonymt med lav korrosjonshastighet.

Kjemiske faktorer

pH ble i lengre tid oppfattet som den viktigste parameteren for vurdering av korrosjon. Det er blitt observert ganske høye korrosjonshastigheter ved lav pH, men stål kan også være passivert og derfor ikke korrodere. For korrosjonsvurderingen må denne parameteren vurderes mot oksygeninnholdet.

Oksygeninnholdet er en vesentlig parameter i korrosjonsvurderingen. Som tidligere nevnt er katodereaksjonen med og uten oksygen forskjellige. På grunn av at O_2 diffunderer raskere enn H^+, vil mulig korrosjonsrisiko generelt være større under oksygenholdige forhold enn under reduserende forhold. På den annen side vil det være lettere å passivere stål ved høyt

oksygeninnhold. I slike tilfelle vil andre parametere være av avgjørende betydning for korrosjonsrisiko.

Redoksforholdene er en annen måte å beskrive miljøet på. Denne parameteren er nokså tilsvarende oksygeninnholdet, men mer spesifikk for svært lavt oksygeninnhold. Den korrosive effekt er som beskrevet for oksygen.

Det er noen ioner som har direkte eller inndirekte betydning for korrosjonsrisikoen. Klorid som finnes i større mengder i sjøvann, kan under visse omstendigheter nedbryte stålets passive overflate eller hindre dannelse av passiv overflate. Klorid er relativt mobilt i betong og kan her føre til betydelige skader. Sulfat har en helt annen effekt. Som energikilde for sulfatreduserende bakterier (SRB), kan sulfat indirekte øke korrosjonsrisikoen. Egentlig er det avfallsproduktet sulfid som er avgjørende for høy eller lav korrosjonshastighet. Under visse betingelser blir jernsulfidbelegget utenpå stålet tynt og tett og hindrer videre korrosjon, mens under andre betingelser blir tykt og sprøtt og medfører fortsatt korrosjon. Særlig i saltvannsmiljøer har sulfider medført betydelige korrosjonsproblemer. Andre bakterier som f.eks. Thiobacillus oksyderer sulfid til sulfat under oksyderende betingelser. Den dannede svovelsyren er svært aggressiv. Det er muligens disse forholdene som skaper problemer i områder med alunskifer. pH har i spesielle tilfelle kommet ned i 1.5 og det er rapportert groptæringshastigheter på duktilt støpejern i alunskifermiljø på 1 cm/år.

Organisk materiale er som regel det viktigste element i mikrobiell korrosjon. Foruten at det er mange stoffer som virker korrosjonsfremmende i seg selv kan en del stoffer i nedbrytingsprosessen også virke reduserende på korrosjonshastigheten, slik at totalbildet ikke blir ensartet. Likevel er det mulig å si at organisk materiale så som myr og matjord har relativt høy korrosjonsrisiko.

Restprodukter fra menneskelig aktivitet kan ofte gi betydelige korrosjonsproblemer. Dette gjelder spesielt kull og koks som sammen med stål gir et galvanisk element med høy korrosjonshastighet. Andre forurensninger kan gi svært forskjellige utslag, alt fra betydelige korrosjonsproblemer (blant annet syre) til inhiberende effekt hvor organiske stoffer kan passivere konstruksjoner. I den senere tiden er det fra Sverige blitt meldt om at sur nedbør har nådd 1 m ned i bakken i uberørt natur. De endrede forhold som derved oppstår, øker korrosjonsrisikoen.

Av parametere som hindrer korrosjon må spesielt nevnes kalk og kalkstein som har en pH-nøytraliserende effekt. Tilstedeværelsen av disse stoffene vil også øke sjansene for passivisering og til og med dannelse av beskyttende kalkbelegg utenpå stålet. Dette er det samme belegget som oppstår på ståloverflaten ved katodisk beskyttelse.

HVORDAN VURDERE MULIG KORROSJONSRISIKO

Med alle de parametre som er nevnt ovenfor, er det ikke lett å gi de riktig vekt. Det fins tyske og amerikanske bedømningsskjemaer for korrosjonsrisiko. Disse skjemaene inneholder et meget stort antall parametre som enten må vurderes visuelt eller analyseres kjemisk. Felles for slike bedømningsskjemaer er at de er ubrukelige for vertikale konstruksjoner. I Skandinavia er det stort sett bare bedømning ut fra resistivitet in situ eller lab. som har vært brukt enten alene eller sammen med stålets depolarisasjonsegenskaper. Det er imidlertid påvist liten korrelasjon mellom faktisk korrosjonshastighet og de målte parametre.

Det er med andre ord ingen enkel måte å bedømme en jordarts korrosjonsrisiko på. Det går an å benytte for eksempel tyske bedømningsskjemaer til å få en forståelse for hvilke parametre som har innflytelse på korrosiviteten, men summering av bedømmingstall bør unngås. Den sikreste måten å vurdere korrosjon på idag, baserer seg på erfaring både fra case og fra de forskjellige parametres innflytelse på korrosjon.

På NGI er det utviklet et feltmåleinstrument til estimering av sannsynlige korrosjonshastigheter for stål i jord. Dette er et relativt avansert batteridrevet og bærbart instrument med en sonde som kan presses ned i bakken og målinger foretas. Instrumentet er basert på måling av 4 forskjellige parametre. Resistivitet, Redoks, Korrosjonspotensialet og Polarisering anodisk eller katodisk. De 3 første kan måles kontinuerlig etterhvert som sonden presses ned i bakken, mens polarisering må utføres på utvalgt sted.

Resistivitetsdelen er av 4 elektrode prinsippet og er utformet som ringer utenpå sonden. Redoks og korrosjonspotensialet måles mot en spesiallaget faststoffelektrode. Disse parametrene gir tilstrekkelig bakgrunnsinformasjon til å fastsette posisjonen for polarisering.

Polariseringen er i prinsippet et akselerert korrosjonsforsøk. Det legges små konstante strømmer på elektroden, først slik at stålet blir anodisk, senere slik at den blir katodisk. Ved å endre strømpålegget, vil også potensialet endre seg slik at en strøm-spenningskurve vil fremkomme. Ut fra gitte kriterier velges en tangent (hvis ikke kurven har et sett parti). Denne kalles Tafelgradient og der den skjærer den rette linjen for korrosjonspotensialet indikerer en estimert korrosjonshastighet. Det er imidlertid en forskjell mellom denne verdien og den virkelige korrosjonshastigheten. Det pågående prosjekt skal finne ut av dette og tilrettelegge prosedyrer, slik at sann korrosjonshastighet ≈ estimert korrosjons-hastighet. Med støtte i andre geokjemiske parametre håper vi å få mer nøyaktig informasjon om hvilke parametre som har hvor stor inflytelse på korrosiviteten i de forskjellige miljøene.

BOTEMIDLER

Det er flere mulige måter å redusere sannsynligheten for at korrosjonsskader oppstår. Den tradisjonelle metoden er overdimensjonering. Dette er en enkel, men ikke helt billig måte å løse problemet på hvis man med sikkerhet ved at korrosjonshastigheten er relativt stor. I risikoområder anbefales ikke denne metoden.

Belegging av overflaten med et organisk belegg kan i prinsippet være en brukbar løsning. De tynne og myke beleggene vil med sikkerhet skrapes delvis av under ramming. De mer robuste beleggene kan fort bli meget kostbare uten at man vet om total beskyttelse er oppnådd på grunn av sprekker o.l. Visse typer belegg kan spises av bakterier.

Uorganiske belegg, så som sink, har en viss levetid. Egenkorrosjonen til sink er imidlertid ikke mye mindre enn for stål, så det er lite å oppnå ved denne metoden. Det nye norske belegget alusink kan muligens vise seg interessant.

Innstøping med betong er en mye brukt metode for utsatte deler av spunt og stålpeler. Betongkappen bør gå noe ned under grunnvannstanden til leire, for å hindre at oksygen kan forsårsake rustsprengning av betongen. Med en slik innstøping elimineres ofte problemer vedørende fyllmasser, oksygen, inhomogene forhold og organisk materiale. På steder hvor det er lite korrosive forhold som for eksempel homogen leire under noe fyllmasser, vil metoden eliminere korrosjonsproblemene.

Katodisk beskyttelse er den sikreste metoden for å oppnå lang levetid uten å gjennomanalysere grunnforholdene. På land er det mest hensiktsmessig med anlegg med påtrykt strøm. Metoden går ut på å legge ut en del anoder etter en spesiell geometri, avhengig av konstruksjon og anodetype. Disse kobles så til et likestrømsanlegg som anode, mens stålkonstruksjonen tilkobles som katode. Det legges en strøm på anodene, noe som fører til at potensialet på stålkonstruksjonen reduseres så mye at korrosjonen nærmest opphører. Dette skjer rundt -950mV mot $CuCuSO_4$ elektrode. De største problemene med denne metoden er å unngå påvirkning av blant annet vannledninger (vannlekkasjer) og signalanlegg. Strøm kan også stikke av via armeringsjern, ikke registrerte stålrørledninger, etc. og forårsake problemer andre steder. Metoden krever derfor full kontroll med alt metall i bakken. Levetiden for slike anlegg er normalt ca. 25 år.

KONKLUSJON

Korrosjon på rammede konstruksjoner er normalt liten, dvs. <20 µm/år. I en del tilfelle er den <1 µm/år, mens den på relativt få steder kan komme opp i 500 µm/år. Årsakene har man bare delvis kontroll over, men det er utviklet et instrument og sonde for estimering av korrosjonsrisiko in situ.

Instrumentet er nå til kalibrering og man venter at dette vil bidra til økt forståelse for korrosjonsproblematikken. De mest anvendte og brukbare metodene til reduksjon av korrosjonsproblemer er overdimensjonering, innstøping og katodisk beskyttelse som alle har sine fordeler under spesielle forhold.

REFERANSER

Camitz, G. Vinka, T.G., (1986)
Corrosion of Steel and Metal-coated Steel in Swedish Soils - Results of Field Exposures.
10th Scandinavian Corrosion Congress, Stockholm 1986.
Proceedings, p. 305-312.

Camitz, G., T.G. Vinka (1988)
Swedish Corrosion Institute, Stockholm, Sweden.
Corrosion of Steel and Metal-coated Steel in Swedish Soils - Effects of Soil Parameters. Int. Symp. Effects of Soil Characteristics on Corrosion. ASTM. Cincinnati, OH. May 12., 1987.
Under trykking.

Ohsaki, Y. (1982)
Corrosion of Steel Piles driven in Soil Deposits.
Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering
Soils and Foundations, Vol. 22, No. 3, Sept. 1982. p. 58-76.

Romanoff, M (1962)
Corrosion of Steel Pilings in Soils.
Journal of Research of the National Bureau of Standards - C. Engineering and Instrumentation.
Vol. 66C, No. 3, July-September 1962, p. 223-244.

Rosenqvist, Th. (1961)
Subsoil Corrosion of Steel.
Norges Geotekniske Institutt, Publikasjon nr. 42, p. 1-86.

Sandegren, E. (1986)
Corrosion on Steel - Vertically Located - in Soil.
A report from about twenty test places 1954 - 1985
10th Scandinavian Corrosion Congress, Stockholm 1986.
Proceedings, p. 313-316.

Tungesvik, K. (1976)
Investigations of Corrosion Rates on Steel Piles in Norwegian Marine Sediments.
Norges Geotekniske Institutt, Teknisk rapport no. 14, p. 1-30.

KORROSJONSPROBLEMER VED PERMANENT SPUNT

CORROSION ON PERMANENT STEEL SHEET PILING

KULVERT, HENRIK IBSEN-RINGEN

Sivilingeniør Erik Strøm
Oslo kommune, Geoteknisk kontor

INNLEDNING

Henrik Ibsen-ringen blir Oslo's andre hovedtrafikkåre ved siden av Fjellinjen. Ibsenringen knyttes sammen med Fjellinjen i vest ved Vestbanen og i øst ved Nylandsveien.

Henrik Ibsen-ringen skal delvis bygges i to plan. To-planløsningen strekker seg fra Vaterland til Pilestredet. Mellom Akersgata og Pilestredet vil veien gå i kjelleren under det nye Dittenkvartalet. Fra Møllergata til Vaterland skal det bygges en vegkulvert rett under eksisterende gatenivå. Kulverten bygges ved "Cut and cover" metoden, dvs. det rammes spunt langs sidene, graves ned til underkant takplate, takplaten støpes opplagt på spuntveggene og kulverten graves senere ut som en tunnel. Spuntveggene skal dekkes med plater (vedlikehold, utseende, isolasjon), men det skal ikke støpes vegger. Spunten vil således alene være den permanente bærende veggkonstruksjon.

Ett av de forholdene som må vurderes ved permanente spunt-konstruksjoner er faren for korrosjon. For Henrik Ibsen-ringen er disse forholdene vurdert ut fra erfaringer og ikke på grunnlag av "in situ" målinger.

Foreliggende innlegg er i det vesentligste basert på almen tilgjengelig litteratur vedrørende korrosjonsforhold. Korrosjonsforhold for permanent spunt er relativt lite behandlet i litteraturen slik at mesteparten av opplysningene er hentet fra erfaringer med stålpeler. Det finnes også en mengde erfaringer ved bruk av spuntstål i kaikonstruksjoner. Disse erfaringene er ikke vurdert som særlig relevante for Henrik Ibsen-ringen og er bare i liten grad inkludert.

Kun korrosjon mot "jordsiden" er inkludert. "Luftkorrosjon" mot innvendige vegger i vegtunnelen er ikke vurdert i foreliggende innlegg.

ERFARINGSMATERIALE

British Steel Corporation har samlet opplysninger om korrosjonsforhold. Basert på egne undersøkelser og andre publiserte data er deres konklusjon: " ------ korrosjon av stålpeler rammet i

uforstyrrede masser er neglisjerbar uavhengig av jordartstype og -egenskaper. Gropkorrosjon er ofte omtalt i litteraturen, men ingen steder, bortsett fra kraftig groptæring funnet i noen norske marine avsetninger, er dette rapportert å påvirke den konstruktive styrken." Grunnlaget for BSC referanse til norske forhold er nøyere omtalt senere. BSC fortsetter sin konklusjon med "------ tykkelsestap under terrengnivå ser ut til å variere fra 0 til 0,03 mm/år med et gjennomsnitt på omkring 0,01 mm/år".

"Steel pipe pile" utgitt av Japanese Assosiation for steel pipe piles 1986 gjengir også resultatene fra flere undersøkelser. Som en hovedkonklusjon gjengir denne publikasjonen at korrosjonshastigheten er 0,01 til 0,02 mm/år. Publikasjonen refererer til en undersøkelse utført av Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering hvor 126 stålpeler under forskjellige grunnforhold ble trukket opp etter 10 år i grunnen. Resultatene fra denne undersøkelsen viste et gjennomsnittelig korrosjonstap på 0,0106 mm/år (målt på begge sider, dvs. 0,005 mm/år pr side) og et maksimalt korrosjonstap på 0,0297 mm/år. Samme publikasjon refererer videre til en undersøkelse utført av The Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Japan. Ved denne undersøkelsen ble stålpeler, hovedsakelig i leirig silt, trukket etter 17 år. Gjennomsnittelig korrosjon var 0,007 mm/år. Undersøkelsen gjengir at meget nær terrengnivå var "local pitting observed" og under dette nivå "virtually no corrosion was observed". Publikasjonen gjengir også resultater fra undersøkelse i andre land (USA, Canada, Norge, Sverige). Målt korrosjonshastighet ved disse undersøkelsene varierer fra 0 til 0,05 mm/år. Gjengitte resultater fra Sverige (Gøteborg) er fra 0,004 til 0,04 mm/år og fra Norge (Hafslund og Oslo) 0,006 til 0,03 mm/år.

I Sverige er det gjort flere undersøkelser for å vurdere korrosjonshastigheten av stålpeler. Resultatene fra disse undersøkelsene viser generelt at maksimal korrosjonshastight ligger i størrelsesorden 0,05 mm/år (IVA; 0,05 mm/år, SJ; 0,045 mm/år).

Forbeholdet om "excessive pitting found in some Norwegian marine clays" i undersøkelsen fra British Steel Corporation, refererer til en artikkel fra 1957 av L. Bjerrum. Denne artikkelen gjengir resultater fra tre stålpeler som er trukket opp etter 6-18 år i grunnen. Disse tre pelene viser maksimale korrosjonsangrep på 0,0025, 0,05 og 0,25 mm/år. For den siste pelen fra Oslo, hvor korrosjonsangrepet var langt større enn det andre undersøkelser har påvist, angir Bjerrum at "the conditious are very unfavourable". Som generell konklusjon angir likevel Bjerrum "----- it has been proved that the danger of corrositivity of steel piles is in general low ----".

For norske erfaringer gjengis også den generelle kommentaren fra peleveiledningen angående korrosjon av stålpeler: "Målinger av opptrukne stålpeler som har stått i lang tid i bakken, viser at korrrosjonshastigheten i våre homogene salte leirer er ca. 0,04 mm/år.

I lagdelt grunn og i fyllmasser kan korrosjonshastigheten være betydelig større, spesielt i områder der man har variasjoner i grunnvannstanden. Det er her målt en jevn flatetæring på 0,10 - 0,15 mm/år."

Målinger på spunt under tilsvarende forhold som for Henrik Ibsen ringen er ikke mange. Under byggingen av Oslo City (som er nærmeste "nabo" til Henrik Ibsen-ringen) ble det trukket stålspunt som hadde stått i bakken i 30 år. Det var ingen målbar korrosjon på denne spunten og selv i den øvre sonen med grunnvannspeilet i fyllmassene var ståltykkelsen innenfor de opprinnelige valsetoleranser for profilet. Geoteknisk kontor har den siste tid utført en del spredte målinger på spunt som er frilagt/trukket opp i Oslo sentrum. Dette er spunt som er rammet i perioden 1972-75, altså 13 til 16 år gammel spunt. Heller ikke for denne spunten er det påvist noen målbar korrosjon. Også for det som må betegnes som meget ugunstige forhold, med fyllmasser mot spunten i grunnvannssonen og nær trikkeskinner, var tykkelsen innenfor de opprinnelige valsetoleransene.

KONKLUSJON/SAMMENDRAG AV TIDLIGERE ERFARINGER

Målinger og erfaringer gir grunnlag for å trekke konklusjonen at den generelle korrosjonshastigheten for stålpeler/stålspunt under "Oslo-forhold" er meget lav. Tallene fra forskjellige undersøkelser varierer noe, men det syntes rimelig å anta at generelle korrosjonsangrep vil være mindre enn 0,025 mm/år, tilsvarende en reduksjon av ståltykkelsen på 1 mm eller mindre over 40 år.

Det er likeledes klart at det er påvist ugunstige tilfeller hvor lokale korrosjonsangrep er vesentlig større enn angitt ovenfor. Som ugunstige forhold nevnes stål i fyllmasser i sonen omkring grunnvannsnivået, eventuelt i samband med spesielt aggresivt grunnvann og mulig vagabonderende strøm (p.g.a. trikkeskinner el.lign.). Også for slike ugunstige forhold angir tidligere undersøkelser svært varierende tall for groptæring, fra neglisjerbare verdier og opp mot 0,25 mm/år. Erfaringsmaterialet som er mest relevant med tanke på Henrik Ibsen-ringen tyder imidlertid ikke på at slike forhold har medført vesentlig korrosjon.

KORROSJONSFORHOLD HENRIK IBSEN-RINGEN

Østre delen av Henrik Ibsen-ringen øst vil ligge såvidt dypt at grunnvannsnivået trolig vil ligge permanent høyere enn topp spunt. Vestre delen av vegkulverten vil imidlertid stige i forhold til terrengnivået slik at grunnvannsnivået vil stå mot spuntveggene. Over lokale partier kan grunnvannstanden bli liggende i tilbakefylte masser mot spunten, men for det meste er det sannsynlig at grunnvannstandsnivået vil bli liggende i uforstyrrede masser.

I Storgata vil trikkeskinnene krysse over vegkulverten.

Ved vestre rampe består fjellgrunnen trolig delvis av alunskifer; noe som betyr at grunnvannet kan være aggressivt. I dette området er det imidlertid ikke forutsatt permanente spuntvegger.

I uforstyrrede masser og under grunnvannsnivået kan korrosjonsforholdene for de planlagte permanente spuntveggene generelt karakteriseres som gunstige. Lokale områder av Henrik Ibsen-ringen øst må likevel betegnes som antatt aggressive med tanke på korrosjon.

FORVENTET KORROSJON - PERMANENTE SPUNTVEGGER, HENRIK IBSEN-RINGEN

For de deler av spuntveggene som vil bli stående i uforstyrrede masser under grunnvannstanden syntes det rimelig å forvente et korrosjonstap på mindre enn 1 mm pr. 40 år.

I grunnvannsonen tyder enkelte erfaringer på at det kan oppstå dype groptæringer på forholdsvis kort tid. De mest relevante erfaringer fra Oslo sentrum tyder imidlertid ikke på at dette vil skje. Det finnes i hvert fall ikke erfaringer som tilsier at slike korrosjonsangrep vil bety noe for den konstruktive styrken i løpet av "forventet brukstid" for vegkulverten. Det kan imidlertid ikke sees bort fra at det kan oppstå korrosjonsangrep som kan medføre lokale vannlekkasjer inn i kulverten.

"Forventet brukstid" for Henrik Ibsen-ringen er ikke definert. Det er heller ikke utført noen nøyaktig analyse av hvor stort korrosjonstap som kan aksepteres for permanenttilstanden før tillatte stålspenninger i spuntkonstuksjonene overskrides. Spuntveggene er imidlertid dimensjonert for byggetilstanden, hvor den klart største påkjenningen vil inntreffe under utgravingen og før avstiving i bunnplatenivå er etablert (utføres seksjonsvis).

VEDLIKEHOLD - UTBEDRING AV EVENTUELLE KORROSJONSSKADER

Innvendige kulvertvegger er forutsatt kledd med lette isolasjonsvegger. Dette betyr at spuntveggene er tilgjengelige og at eventuelle lekkasjer relativt enkelt kan utbedres.

En senere etablering av konstruktive (bærende) betongvegger innenfor spuntveggene vil være mulig. En slik ombygging er ikke nøyere vurdert, men noe avhengig av spunttype og toleranser under ramming, er dette trolig mulig uten reduksjon av skulderbreddene.

REFERANSER

L. Bjerrum, 1957, "Norwegian experiences with steel piles to rock", NGI pub.nr. 23 (også Geotechniqe, vol.7 no.2, 1957)

British Steel Corporation, 1979, The Corrosion and Protection of Steel Piling

Japanese Assosiation for Steel piles, 1986, Steel pipe pile

O. Arrhenius, 1965, Soil and Corrosion, Bulletin 46 (IVA korrosjonsnämnd)

E. Sandgren, 1974, Korrosjon på stål - vertikalt orienterat i jord, Meddelande 34. Statens Järnvegars Centralforvaltning

O. Bruskeland & T. Saghaug, 1987, Oslo City - Dypkjeller i stål og betong. Geoteknikkdagen 1987

Peleveiledningen, 1987, Norges Byggstandardiseringsråd.

KORROSJONSPROBLEMER VED PERMANENT SPUNT
CORROSION ON PERMANENT STEEL SHEET PILING
FRAMNES FILIPSTAD, E18 GJENNOM OSLO - FJELLINJEN

Sivilingeniør Kåre Digernes
Oslo Veivesen - Fjellinjen

Sammendrag

På den vestligste parsellen av E18 gjennom Oslo - Fjellinjen, Framnes, skal E18 senkes ned under planskilt Hjorteneskryss. Terreng/kryss ligger på kote + 2.5. Laveste nivå i kjørebane er kote - 6.

Stålspunt skal benyttes som permanent støttekonstruksjon mot løsmassene i nedsenket kjørebane. Spuntens godstykkelse er 8 - 19 mm. Spuntveggen skal ha levetid 100 år.

Fyllmassemektighet varierer mellom 4 og 12 meter. Fyllmassenes sammensetning medfører et korrosivt miljø. Det er dessuten full kommunikasjon med sjøen.

Erfaringer fra Oslo indikerer at vi i dette miljø må forvente korrosjonshastigheter i størrelse 0.2 - 0.3 mm/år.

Vi har derfor lagt opp til en omfattende katodebeskyttelse for å hindre korrosjon.

Summary

The constrution of E18 through Oslo - " The Oslo tunnel" started in february 1987.

At the western end of the tunnel, Framnes, an interchange is to be constructed. The deepest point of the road will be 6 meters below sea level.

Steel sheet piling curtain will serve as a permanent retaining wall for the submerged interchange. Thickness of steel sheets will vary from 8 to 19 mm. The sheet piling curtain is designed for a lifetime of 100 years.

A mixed fill 4 - 12 meters thick covers the soft clay in the area. The composition of the fill and the groundwater in direct connection with the salt water in the fjord, produce a very corrosive environment.

Expierence from the Oslo area indicates that the corrosion in this environment will be 0.2 - 0.3 mm/year. To avoid corrosion of the sheet piling, a cathodic protection is foreseen.

PROSJEKT E18 GJENNOM OSLO - FJELLINJEN

Utbyggingen av E18 gjennom Oslo - Fjellinjen startet i februar 1987. Byggherre er Statens Vegvesen ved Veisjefen i Oslo.

Anlegget er delt i 4 parseller. Regnet fra øst :

- Daganlegg Øst ved Havnelageret.
- 2 stk. 3 felts fjelltunneller (1500 meter hver) mellom Akershus øst og Filipstad.
- Daganlegg Vest ved Filipstad.
- Framnes.

Daganlegg Vest, Filipstad omfatter en betongtunnel for oppramping av 6 felts vei fra fjelltunnel på kote - 12 til terrengnivå på kote + 2.5.

FRAMNES

Parsell Framnes omfatter 840 meter 6 felts vei fra Daganlegg Vest til Framnes over NSB sin godsterminal på Filipstad. I plan med terreng bygges nytt planskilt Hjorteneskryss på et betonglokk. E18 senkes ned under dette betonglokket over en lengde på 300 meter. Laveste nivå på kjørebane i nedsenket vei er kote - 6.

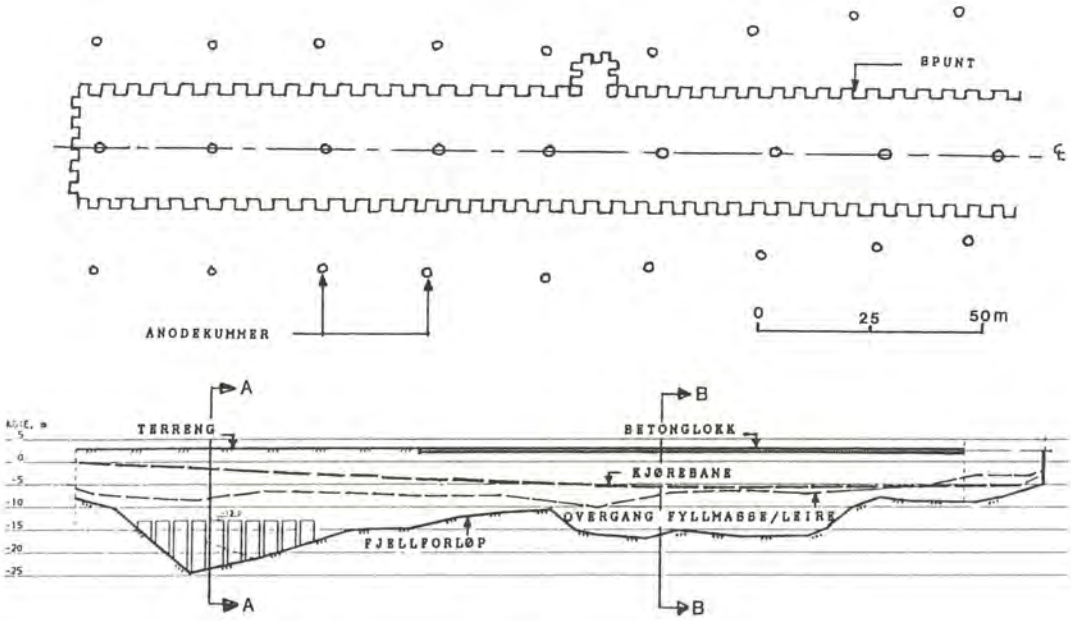
Anleggsarbeidene startet i august 1988.

Etablering av byggegrop for nedsenket vei skjer innenfor en stagforankret spuntvegg.

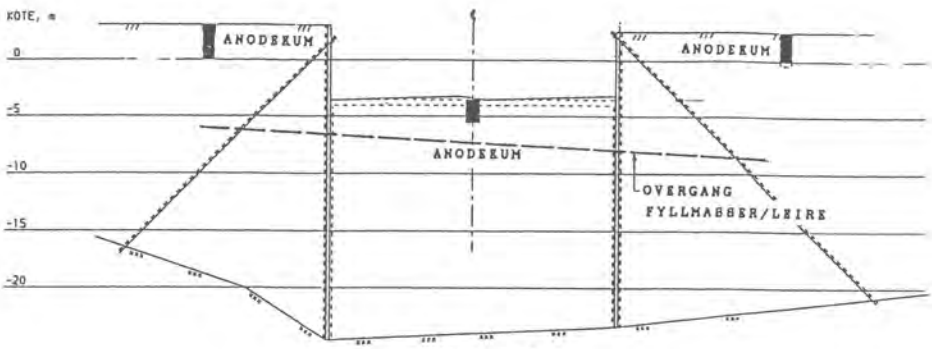
Spunten blir rammet fra terreng på kote + 2.5. Spuntnålenes lengde varierer fra 5 til 20 meter. Arealet av spuntveggene blir totalt 6500 m2. Det benyttes spuntprofil med motstandsmoment varierende fra 600 - 2600 cm3/meter, og godstykkelse varierende fra 8 - 19 mm. Stålkvalitet St. 52.3 .

Permanent skal spunten dessuten fungere som støttevegg mot løsmassene. Betonglokket fundamenteres på toppen av spuntveggen.

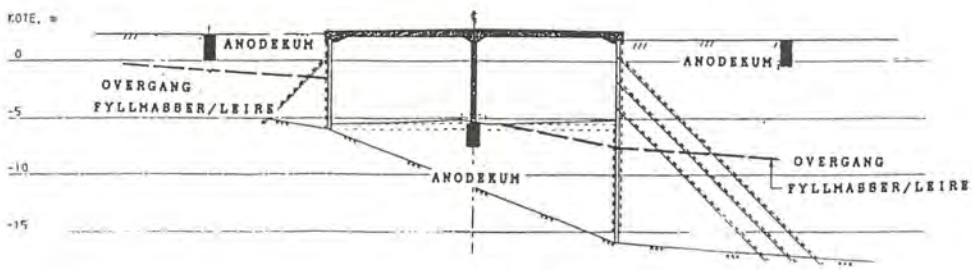
Spunten avstives med betongstrevere under kjørebane og betonglokk / permanente stag i toppen.



SPUNTPLAN MED ANODEKUMMER.
OPPRISS



SNITT A-A



SNITT B-B

VERTIKALSNITT

GRUNNFORHOLD

Område for nedsenket del av parsellen ligger utenfor tidligere strandlinje. Område er fylt ut i årene 1900 -1940.

Fyllmassemektighet varierer mellom 4 og 12 meter. Fyllmassene er svært permeable og har varierende sammensetning. Prøvegroper viser innhold av alunskifer, teglstein, betongrester, stein, grus, sand, treverk og organisk avfall.

Under fyllmassene er det leire. Leira er bløt til middels fast.

Like over fjell er det morene.

KORROSJONSFARE

Grunnforholdene er viktige ved vurdering av korrosjonsfare. Forholdene på Framnes må sies å være ugunstige : Fyllmassenes sammensetning medfører et korrosivt miljø. Permeabiliteten er dessuten stor slik at det er full kommunikasjon med sjøen.

Normalt må vi forvente høyest korrosjonshastighet ved/under grunnvannsstand som her er kote 0. Dette skyldes de vekslende forhold med luft og vann.

Det er vanskelig å forutsi korrosjonshastighet. Erfaringer fra andre steder i Oslo indikerer at korrosjonshastigheter i fyllmasser kan bli 0.2 -0.3 mm/år.

TILTAK

Det er forutsatt at spuntveggen skal ha en levetid på 100 år.

Vi har lagt opp til en omfattende korrosjonsbeskyttelse ved hjelp av katodebeskyttelse.

Prinsippet ved katodebeskyttelse er at spuntveggen (katode) påføres en likestrøm fra anoder. Anodene plasseres slik at man får en optimal fordeling av strømmen på spuntveggen.

Anodene plasseres i kummer som er 2 - 3 meter dype (diameter 1200 mm). Plassering av anodekummene er vist på tegning. Anodene tilføres likestrøm fra en sentral likestrømsretter.

I hovedentreprise er følgende arbeider for den katodiske beskyttelse tatt med :

- Nedsetting av kummer
- Legging av trekkerør for kabler mellom kummene

De resterende arbeider vil bli utført i en egen sideentreprise. Entreprenør er ennå ikke valgt. Disse arbeidene vil omfatte :

- Dimensjonering av anlegget (antall anoder, type, dimensjon. Likerettere, strømstyrke, osv.)
- Installering av anoder
- Trekking av kabler / montering
- Likestrømsrettere
- Igangkjøring av anlegget

I hovedentreprise er dessuten tatt med følgende arbeider :

- Kortslutning av spuntnåler (påleggssveis mellom nålene)
- Brudd i elektrisk kontakt mot NSB-spor og mot armering i betonglokk.
- Brudd i elektrisk kontakt mot spunt som ikke skal korrosjonsbeskyttes. Brudd oppnås ved 0.5 meter åpning mellom spuntnålene.
- Vannledninger av støpejern innenfor et influensområde på 25 meter skiftes ut med PVC - rør.

Totalkostnadene med den katodiske beskyttelse antas å bli 2.0 - 3.0 mill. kroner.