redaksjon:
Anders M. Heltzen
Reidar Kjølberg
Rolf Lauritzen
Knut R. Berg

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK

1986

Fjellsprengningsteknikk – Bergmekanikk – Geoteknikk

1986

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK

1986

TAPIR FORLAG

© FORFATTERNE, 1986

Trykk: *Tapir Trykkeri*
Bind: *Sandnes Bokbinderi A/S*
Omslaget er utført av Leif Gaustad
»Bergmannen» er laget av H. Samuelsen i 1923
Den er plassert ved Norsk Bergverksmuseum på Kongsberg
Foto: *Per Halvor Sælebakke*

ISBN 82-519-0764-0

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
20. november 1986
Arrangør: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

BERGMEKANIKKDAGEN
21. november 1986
Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe

GEOTEKNIKKDAGEN
21. november 1986
Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening

Hovedarrangør:
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag holdt på Fjellsprengnings-konferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 20. og 21. november 1986.

I likhet med tidligere år er trykkingen basert på nedfotografering av originalmanus. Forfatterne har det hele og fulle ansvar for foredragenes innhold, ortografi og billedmateriale.

Programmet for Fjellsprengningskonferansen er fastlagt av en komité bestående av Kjell Brevik, Anders M. Heltzen, Nils Høsøien, Kai Nielsen og Eirik Øvstedal og godkjent av styret for Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF). Programmet for Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen er satt opp av styrene i Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Som ved tidligere høstarrangement er emnene hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet for NFF, NBG og NGF.

Oslo, 15. oktober 1986

Redaksjonskomité:

Anders M. Heltzer Reidar Kjølberg Rolf Lauritzen Knut R. Berg

DEL 1 : FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

1. Sivilingeniør Kjell Brevik, formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
   ÅPNING ..... 2 sider

2. Overingeniør Egil Lundebrekke
   NORSKE VEGTUNNELER FREM MOT ÅR 2000 ..... 7 sider

3. Sivilingeniør Eirik Øvstedal
   Sivilingeniør Morten Knudsmoen
   VEGTUNNELER PÅ VÅLERENGA OG I PORSGRUNN. VURDERING AV KONVENSJONELL DRIFT OG BRUK AV DELSNITTMASKIN ..... 9 sider

4. Avdelingsingeniør Svein Roska
   ERFARINGER FRA FIRE ÅRS DRIFT AV VARDØ-TUNNELEN ..... 11 sider

5. Ingeniør Ingar Bolstad
   PARKERINGSHUS I TROMSØ ..... 8 sider

6. Sivilingeniør Nils Midtlien
   VALG AV LØSNING FOR RÅOLJELAGER I FJELL VED STURE ..... 14 sider

7. Sivilingeniør Nils Høsøien
   OLJELAGER I FJELL PÅ MONGSTAD ..... 15 sider

8. Dr.ing. Alf Thidemann
   GASSKRAFTVERK I FJELL ..... 14 sider

9. Overingeniør Hjalmar Solem
   TUNNELDRIFT GJENNOM 40 ÅR ..... 8 sider

10. Avdelingsingeniør Rolf Medalen Krogh
    UTSLAGSSALVER I BLÅSJØ-MAGASINET ..... 14 sider

11. Overingeniør Sigmund Hoel
    OSEBERG TRANSPORT SYSTEM. STRANDHOGG HJARTØY ..... 13 sider

12. Dr.ing. Tom Myran
    Ingeniør Bjarne Løne
    "SUGENDE/BLÅSENDE" VENTILASJON. ERFARINGER FRA GUDVANGENTUNNELEN ..... 7 sider

13. Professor Kai Nielsen
    BLINDSJAKTBORING ..... 17 sider

14. Bergingeniør Karl Johan Eide
    RIPPING VED A/S OLIVIN ..... 6 sider

15. Overingeniør Lars Håkon Seim
TOKAMMER LADEAPPARAT FOR ISANOL.
ERFARINGER FRÅ GUDVANGENTUNNELEN ..... 12 sider

16. Teknisk direktør Snorre Tessem
POLYSTYRENKULER SOM TILSATS VED SPRENGNING
AV LANGHULLSBORET SKIVEBRYTING VED FOSSDALENS
BERGVERKS-A/S ..... 11 sider

17. Sivilingeniør Odd E. Hansen
SKANDINAVISK ANLEGGSDRIFT OVERFØRT TIL UTEN-
LANDSKE FORHOLD ..... 13 sider

18. Adm. direktør Trond Hübertz
PROROCK. FREMTIDENS PROSESSANLEGG FOR OLJE
OG GASS I FJELL ..... 11 sider

DEL II : BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Fellessesjon

19. Avdelingsingeniør Kaare Flaate
PERMAFROST PÅ DEN NORDLIGE HALVKULE ..... 7 sider

20. Professor Olav Liestøl
PERMAFROST PÅ SVALBARD OG PÅ FASTLANDET
KLIMATISKE FORUTSETNINGER, UTBREDELSE OG
TYKKELSE ..... 8 sider

21. Civilingeniør Hans Christian Langager
PERMAFROST OG VANDKRAFTUTBYGGING
I GRØNLAND ..... 11 sider

22. Sivilingeniør Odd Gregersen
PRAKTISK FUNDAMENTERING PÅ PERMAFROST.
FORSKNINGS- OG BYGGEPROSJEKTER PÅ SVALBARD
I 70- OG 80-ÅRENE ..... 23 sider

23. Sivilingeniør Lasse Sondbø
Sivilingeniør Alv Orheim
ERFARINGER FRA STOLLDRIFT PÅ SVALBARD ..... 12 sider

24. Sivilingeniør Ivar Torblaa
DAM RIEPPEJAVRI, TROMS - DAMFUNDAMENT MED
PERMAFROST ..... 9 sider

Bergmekanikk

25. FORMANNENS 10 MINUTTER ..... 1 side

26. Sivilingeniør Ola Kristian Fjeld
Sivilingeniør Tor Harald Hanssen
DATAMASKINEN, ET REDSKAP FOR NORSKE INGENIØR-
GEOLOGER? ..... 15 sider

27. Sivilingeniør Rolf Kåre Bratli
BERGMEKANISK ANALYSE VED FORUNDERSØKELSER
OG PROSJEKTERING ..... 13 sider

28. Seksjonssjef Peer-Richard Neeb
NGUs ETABLERING AV ET EDB-BASERT GRUS- OG
PUKKREGISTER ..... 17 sider

29. Sivilingeniør Tor Harald Hanssen
Dr.ing . Arne Myrvang
HVOR SPRAKER DET? REGIONAL KARTLEGGING AV
SPENNINGSFORHOLDENE I NORGE ..... 10 sider

30. Cand. real Eystein Grimstad, Dr. Nick Barton,
Dr.ing. Reidar Lien, Sivilingeniør Johnny Lunde,
Cand. real Fredrik Løset
KLASSIFIKASJON AV BERGMASSER MED HENSYN TIL STABILITET I TUNNELER. NYE ERFARINGER MED Q-METODEN ..... 18 sider

31. Sivilingeniør Arild Palmstrøm
EN PRAKTISK, GENERELL METODE FOR IDENTIFISERING AV BERGMASSER SOM GRUNNLAG FOR SIKRINGSBESTEMMELSER OG TBM-INNDRIFT..... 31 sider

32. Sivilingeniør Axel B. Olsen
Dr.ing. O. Torgeir Blindheim
INGENIØRGEOLOGISK KVALITETSSIKRING VED ÅLESUND-GISKE UNDERSJØISKE VEGTUNNELER ..... 20 sider

33. Professor, dr.ing. Einar Broch
TUNNELDRIFT I LETTSMULDRENDE SANDSTEIN MED HØYT VANNTRYKK I GUAVIO KRAFTVERK, COLOMBIA 18 sider

34. Overingeniør Hans P. Torstensen
Sivilingeniør Reidar Kompen
FIBERARMERT SPRØYTEBETONG I HØYFASTHETSKLASSEN, NYE FIBERTYPER OG TESTRESULTATER ..... 40 sider

35. Cand. real Eystein Grimstad
Sivilingeniør Knut Borge Pedersen
LANGTIDSVIRKNING PÅ POLYESTERFORANKREDE OG MØRTELINNSTØPTE FJELLBOLTER. FORELØPIGE ERFARINGER ..... 16 sider

Geoteknikk

36. Sivilingeniør Tom R. Guttormsen
STORSKALA PENETRASJONSFORSØK I NORDSJØEN ... 24 sider

37. Sivilingeniør Ola Bruskeland
DYPUTGRAVINGER. DEFORMASJONER OG VIRKNING PÅ NABOSKAPET. ERFARINGER FRA UTFØRTE PROSJEKTER ..... 27 sider

38. Dr.Ing. Anne-Lise Berggren
Sivilingeniør Jan K. Rohde
Sivilingeniør Gunnar Aas
GRUNNFRYSING SOM STABILITET AV BERGMASSER - TEKNISK VURDERING FOR VEGTUNNEL I OSLO (FJELLINJEN) ..... 14 sider

39. Sivilingeniør Steinar Nordal
GEOTEKNISKE OVERSLAGSBEREGNINGER SAMMENLIGNET MED EDB-LØSNINGER. EKSEMPLER PÅ PROGRAMANVENDELSER .....Manus ikke levert i rett tid

Formannen i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, sivilingeniør Kjell Brevik

Som formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk er det en stor glede for meg å ønske velkommen til årets Fjellsprengningskonferanse. En spesiell hilsen til våre trofaste utenlandske venner og til de nordmenn som daglig frister tilværelsen i utlendighet.

Vel møtt alle sammen.

Norsk bygge- og anleggsvirksomhet er inne i en høykonjunktur. Dette er selvsagt gledelig og gjennom dagen skal vi avlegge en rekke av de største og mest dristige anlegg et besøk. Orienteringen blir gitt i kjent gammel stil. Tilgangen på stoff og tema har i år vært så god at programkomitéen har hatt en svært vanskelig oppgave i utvelgelsen. Mange storanlegg er ikke berørt, men heller ikke glemt, og neste år er det ny Fjellsprengningskonferanse med nye muligheter.

Som et resultat av det store utbud på emner, er det ikke viet plass til fullprofilboringsteknikken. Kanskje til glede for noen og sorg for andre. Faktisk er det svært lenge siden at ikke fullprofilboring sto på programmet på en dag som denne. Til de som savner dette emne vil vi anbefale å nyte foredraget om blindsjaktboring med andakt. Vi har ikke glemt at den første norskproduserte tunnelboremaskin er levert i 1986, men her avventer vi resultater.

Årets utgave av sluskenes høsttakkefest kjennetegnes ved at anleggsvirksomheten for tiden er sterkt knyttet til ilandføring av olje og gass fra Nordsjøen. Hele 5 emner tenderer denne problematikken. Riktignok heter ett av foredragene Gasskraftverk i fjell, noe som for mange av oss er en vemodig påminnelse om at vannkraft begynner å få en konkurrent. Med den lunkne politiske holdning til videre satsing på vannkrafutbygging kan overgangen til gasskraft skje raskere enn vi hadde tenkt oss.

Et annet betydelig innslag på årets konferanse er vegtunneler. Vegetatene går gjennom ild og under vann for å fremme ny prosjekter og utbyggingen gir ny utfordringer og medvirker til å flytte grensene for det mulige, ytterligere.

Hvordan grensene er flyttet gjennom tidene vil mimre-stunden etter lunsj, tunneldrift gjennom 40 år, gi et bilde på.

I det hele vil dagens program gi en ny bekreftelse på at undergrunnen i Norge kan benyttes til hva som helst, enten vi leter etter vegtracéer eller kun en lagerplass. Det eneste måtte være flyplass i fjell, men idéen er hermed lansert.

Dagen avsluttes med synspunkter på hvordan skandinavisk anleggsdrift fungerer under mere eksotiske himmelstrøk. Mange av oss er spente på å høre om vi fortsatt er verdensmestre i Norge, eller østlandsmestre i verden.

Innlegget om skandinavers bedrifter i utlandet må ses i sammenheng med styrets engasjement og arbeid for opp-rettelse av eget internasjonalt sekretariat. Dette sekretariatet er nå en realitet, og det er vårt håp at vi med denne beslutning skal makte å markere og profilere Norsk anleggsvirksomhet og teknologi sterkere overfor utenlanske interessenter. Denne målsetting kan ikke innfris ved én person alene, men vil kreve oppslutning og deltakelse fra hele det norske anleggsmiljø. Med den tilrettelegging for slik virksomhet som foreningen legger opp til, tror vi dette på noe sikt skal fungere svært bra.

Styret i Norsk forening for Fjellsprengningsteknikk arbeider dessuten aktivt for å skape nye arrangementer og økt aktivitet i foreningens regi. Til dette arbeidet trenger vi støtte i form av økt oppslutning og innspill/ forslag fra medlemmene. Dette vedrører ikke minst dagens arrangement, men også på andre felter hvor foreningens engasjement er savnet. Som kjent har antall hjerneceller i arbeid betydning for sluttresultatet.

Med disse ord erklærer jeg den 24. fjellsprengnings-konferanse for åpnet og ønsker dagens møteleder og ut-rettelige ildsjel og innpisker Anders Heltzen, og møte-deltakerne;

Lykke til med arrangementet

NORSKE VEGTUNNELER FREM MOT ÅR 2000.

NORWEGIAN ROAD TUNNELS TOWARDS YEAR 2000.

Overingeniør Egil Lundebrekke
Vegdirektoratet.

SAMMENDRAG.

Investeringsbehovet på riksvegnettet i Norge er anslått til 100 milliarder kroner dersom vegnettet skal få en tilfredsstillende standard. 50 milliarder kroner ventes investert innen år 2000. 10 milliarder av denne investeringen antas dekket med bompengefinansiering.

Fjelltunnelen er et viktig vegelement i Norge. De siste årene er ca. 20% av bevilgninger til riksvegutbygging benyttet til fjelltunnelbygging. Frem mot år 2000 vil denne andelen øke noe. Det forventes at ca. 10 - 15 milliarder kroner blir investert i nye fjelltunneler i denne perioden.

Et nytt trekk er det at en økende andel av tunnelbyggingen vil være anlegg i byer og undersjøiske fjelltunneler som fastlandssamband. Spesielt de undersjøiske tunnelene antas å veie tungt i regnskapet de kommende år.

En rekke større og interessante prosjekter er ikke medregnet i de investeringstallene som er nevnt ovenfor. Det kan derfor komme et betydelig tillegg dersom de nødvendige politiske vedtak blir fattet.

SUMMARY.

It is necessary to invest about NOK 100 billions on the norwegian state highway network to obtain a satisfactory standard. NOK 50 billions will be invested within the year 2000. 10 billions of this investment will be from toll revenues.

Bedrock tunnels are an important road feature in Norway. The last years about 20% of the investments on state higways are used for the construction of bedrock tunnels. This part is anticipated to increase towards the year 2000. It is expected that NOK 10 - 15 billons will be invested on bedrock tunnels during this periode.

An increasing part will be tunnels in urban areas and subsea bedrock tunnels.

Several interesting projects are not included in the estimate of investments mentioned above. The figures may be considerably higher if the politicians can be convinced that investment on road constructions is beneficial.

TUNNELEN - ET VIKTIG VEGELEMENT

Fjelltunnelen har lenge vært et viktig vegelement her i landet. I de fjellrike fylkene vest-og nordpå er det vanskelig å tenke seg en effektiv vegutbygging uten en utstrakt bruk av tunneler. Eksempelvis er 30-40 % av veginvesteringene de siste årene i Sogn og Fjordane og Hordaland brukt til tunnelbygging. På landsbasis har de samlede tunnelkostnader de to siste årene utgjort ca.20 % av investeringene på riksvegnettet.

Denne utstrakte tunnelbyggingen gjør at Norge finnes blant de land i verden som har den største tunnelmengde på riksvegnettet. Regner vi den samlede tunnellengde i prosent av lengden på offentlig veg, ligger vi langt foran nr. 2 på listen. (1 % av riksvegnettet eller ca. 250 km ligger i tunnel. I Hordaland er denne prosentsatsen nærmere 5.) Tilveksten har de senere år vært ca. 20 km årlig.

Fortsatt bygges de fleste vegtunneler for å overvinne vanskelig topografi i distrikter med spredt bosetting. Dette speiles i fordelingen av lengde vegtunnel på de enkelte fylker. Fig.1.

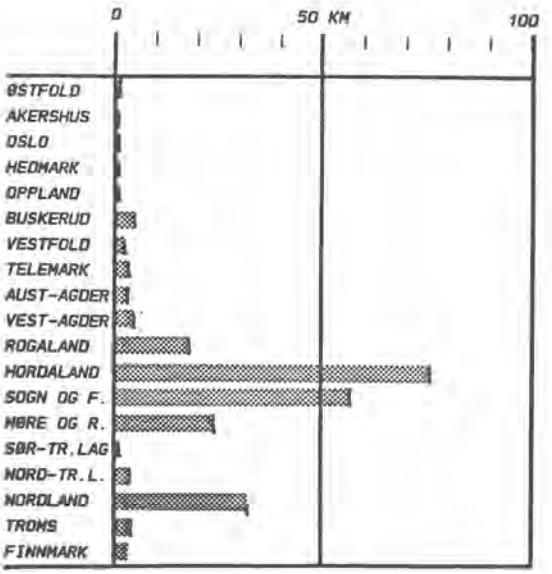


Fig.1. Tunneler på riksvegnettet. Fordeling på fylker i kilometer.

Et nytt trekk i norsk fjelltunnelbygging er det at vi de kommende år vil få en økende andel av tunneler som bygges for å bedre trafikkforholdene i våre byer og vi kan vente et stort omfang av undersjøiske fjelltunneler som fastlandssamband.

Det blir i dag fremlagt planer for tunneler som vi bare for noen få år siden ville betraktet som urealistiske. Bakgrunnen for dette er dels at prisen for fjelltunneler er blitt stadig lavere sammenlignet med andre byggetekniske konstruksjoner brukt til vegfremføring, dels at finansiering med bompenger er blitt mer alminnelig.

BILLIGERE FJELLTUNNELER.

Når det gjelder anleggskostnadene kan følgende forhold være med på å forklare hvorfor fjelltunnelen er blitt stadig billigere:

- En nøktern holdning til tunnelens geometriske standard som gjør det lettere med en best mulig lokalisering i forhold til fjellstrukturen.
- Øket effektivitet m.h.t til driving og sikring.
- Billigere og "oppgavetilpassede" sikringstiltak.
- Aksialventilasjon også ved lange og sterkt trafikkerte tunneler.

Med den relativt lave tunnelprisen vi kan benytte under normale forhold - dvs. 20 - 40 000,- kr/lm for to-felts tunneler - er det lett å forstå at det "vrimler" av forslag om tunnelprosjekter.

BEDRE VEGER I BYENE.

I byområder er billige tunneler den nøkkel vi trenger for å få anledning til en videre utbygging av hovedvegnettet. Det er umulig å samle bred politisk oppslutning om et hovedvegnett som i sin helhet føres i dagen. Inngrepet i det eksisterende miljøet blir for stort. Bytunneler var tidligere ansett som et urealistisk vegelement fordi kostnadene var for høye og fordi man antok at trafikksikkerheten ikke var tilfredsstillende.

I dag kan vi postulere at dersom vi i en by kan bygge en ny vegforbindelse som en drenert vegtunnel i relativt stabilt fjell, har vi funnet det billigste alternativet.

Forskningsresultater og erfaringsdata viser også at tunnelen er et sikkert vegelement. Det skjer langt ferre ulykker i tunnelen enn på det tilstøtende vegnettet. Dette gjør at vi drister oss til en tunnelutforming som kan bringe kostnadene ned. Det investeres ikke lenger i kostbare sikringstiltak som i beste fall har en marginal betydning i sikkerhetssammenheng. Vi vet at disse ekstrakostnadene kan benyttes med langt større sikkerhetsmessig effekt på andre deler av vegnettet.

UNDERSJØISKE FJELLTUNNELER .

Vardøtunnelen og nå tunnelene mellom Ålesund og Valderøy har aktualisert undersjøiske fjelltunneler som alternativ til brukonstruksjoner ved bygging av fastlandssamband. Tunnelene ved Ålesund vil dokumentere at et svært tjenlig trafikkanlegg under sjøbunn vil kunne bygges for en kostnad som ikke vesentlig høyere enn for ordinære fjelltunneler.

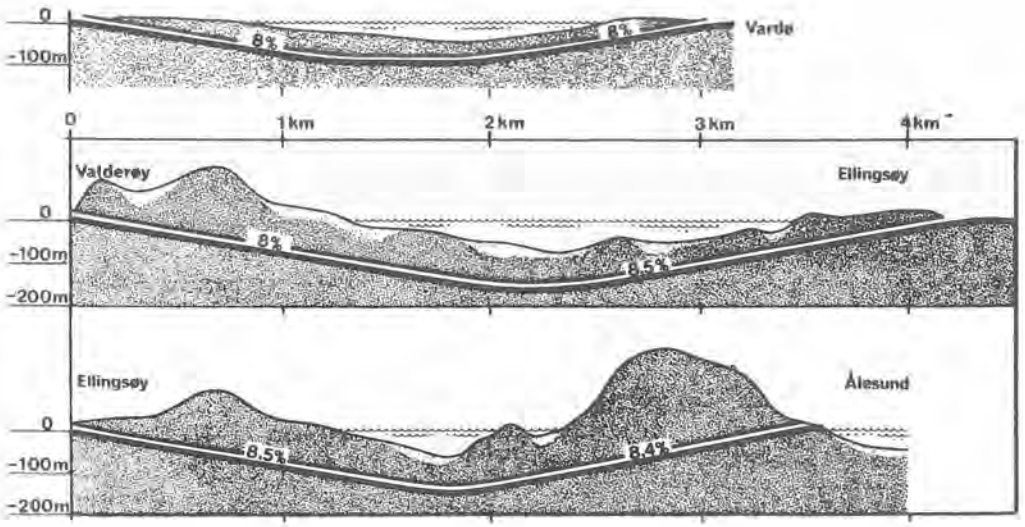
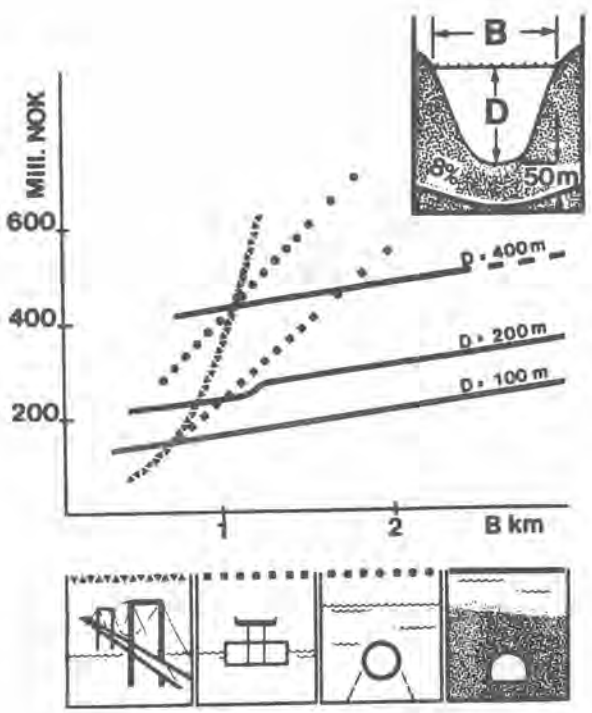


Fig.2. Tunnelene ved Ålesund vil overta for Vardøtunnelen som referanseprosjekt ved planlegging av nye undersjøiske tunneler. Vardøtunnelen (den øverste skissen) ble åpnet ved årsskiftet 1982/83. Prisen pr. meter for denne tunnelen ble omtrent det doble av den antatte gjennomsnittelige meterpris for Ålesundstunnelene. Disse tunnelene åpnes antagelig for trafikk i 1988.

Fig.3.Omtrentlige kostnader for ulike konstruksjoner ved kryssing av fjorder.



Figur 3. illustrerer hvorfor fjelltunnelen kostnadsmessig kan muliggjøre fastlandssamband som tidligere lå utenfor finansielle muligheter.

Priskurvene for fjelltunnelen er basert på en enhetspris som tilsvarer kostnadoverslaget for tunnelene ved Ålesund. (De foreløpige resultater fra anleggsdriften her indikerer at kostnadsoverslaget viser et noe høyere tall enn det endelige resultatet.)

En reservasjon er den store tunnellengden vi får når fjorden blir 3-400 m dyp og trafikkmengden er av noen størrelse. Vi har ennå ikke noe godt svar på om vi for så lange tunneler kan benytte den lave enhetsprisen som vi finner for Ålesundsprosjektet. Teknisk sett kan tunnelene bygges svært lange med en inndeling i ventilasjonsavsnitt på 2 - 3 km, men hvilke grenser må settes ut fra en trafikkpsykologisk vinkling? Hva slags tunnelutrustning og beredskaps/overvåkingsanlegg vil vi kreve for tunneler som blir 15 - 20 km lange?

Den lengste vegtunnelen i verden i dag er den nærmere 17 km lange St.Gotthard-tunnelen. Denne tunnelen er imidlertid tverrventilert og forøvrig svært godt utrustet. En tilsvarende utforming for tunneler her i landet vil medføre en så stor økning i prisen pr. meter at tunnelen ikke lenger er et reelt alternativ ved kryssing av dypere sjøstrekninger.

Som nevnt bygges nå den ca. 11 km lange tunnelen mellom Undredal og Gudvangen. Tunnelen blir aksialventilert og forøvrig utrustet som andre lange tunneler her i landet. Denne tunnelen, som er et ledd i øst/vest- sambandet Oslo-Bergen, bryter 10 km's grensen. Vi bør derfor kunne regne med at 11 - 12 km lange tunneler som ikke er altfor sterkt trafikkbelastede bør kunne bygges aklsialventilerte og med en moderat utrustning. En videre forskning for å finne terskelverdier vil bli startet. Det er mye ugjort på dette feltet fordi vi må utarbeide våre egne retningslinjer og normer.

STAMVEGEN I VEST.

I den senere tid har stamvegen på Vestlandet, Rv.14, vært mye omtalt. På strekningen Stavanger-Trondheim finner vi 10 fergestrekninger som sammen med en generelt dårlig vegstandard gir en lang reisetid. Tatt i betraktning av fergene ikke går om natten, må man regne med en reisetid på halvannet døgn på den ca. 800 km lange strekningen.

Med utgangspunkt i forskjellig teknologi kan vi skissere to hovedprinsipper for utbygging av denne stamvegen:

1. Fjordkryssinger med en eller annen form for bru - spesielt flyte-eller rørbruer.

2. Forsering av fjordområdene med lange fjelltunneler.

Ut fra dette kan vi antyde to hovedlinjer for en ny stamveg:

o Ytre linje som tilnærmet følger den trase som er skissert i St.meld.nr.58 Om norsk vegplan 86-89.

Traseen følger kysten med kryssing av Sognefjorden nær munningen. Nordfjorden krysses ved Lothe og videre til Ålesund er det forutsatt nok to større fjordkryssinger.

Investeringsbehovet for denne vegen kan antydes til i størrelsesorden 10 milliarder kroner.

o Indre linje som er lokalisert slik at en rekke større nye veg-og tunnelanlegg kan inngå i den nye vegen. Dette gjelder bl.a.:
- Suldalsvegen.
- Tunnelen Granvin- Vallavik som før eller siden må suppleres med bru over Hardangerfjorden.
- Tunnelene mellom Gudvangen og Flåm. Planleggingen av en lang tunnel for videreføring til Lærdal er startet.
- Fjærlandstunnelen, som må bli et ledd i et nytt tverrsamband i Sogn og Fjordane.

Den "Indre linje" er dessuten trassert slik at den ved siden av å betjene trafikk nord/syd, også kan korte inn reiselengden mot Østlandet for enkelte regioner i vest. (F.eks en direkte kontakt mellom Stavanger og Haukelivegen som gir en innkorting av vegen mellom Oslo og Stavanger på mer enn 100 km.)

Investeringsbehovet for en veg etter Indre linje kan antydes til 6-7 milliarder kroner hvorav kryssingen av Sognefjorden med rørbru alene utgjør ca.1,5 milliarder.

Fig.4. Alternative traseer for utbygging av stamvegen i vest.

INVESTERINGER FREM MOT ÅR 2000.

Behovet for investeringer på riksvegnettet er anslått til ca.100 milliarder kr. for å oppnå en tilfredsstillende standard. Halvparten av dette beløpet kan påregnes investert innen år 2000. Ca. 40 milliarder kr. ventes bevilget over statsbudsjettet mens ca. 10 milliarder kr. blir dekket med en eller annen form for avgiftsinnkreving.

En stor del av de prosjekter som blir påbegynt i det nærmeste 10-år vil være fjelltunneler. Av det beløpet som bevilges over statsbudsjettet antas ca.20% å bli benyttet til fjelltunneler. Det tilsvarende prosenttall for den eksternt finansierte andelen vil være ca.30%. Dette betyr at mer enn 10 milliarder kroner vil bli benyttet til vegtunnelbygging innen år 2000.

En rekke større forventede prosjekter er ikke inkludert i investeringsanslaget ovenfor, men prosjektene kan meget vel bli startet opp før år 2000 dersom den politisk viljen er til stede. Blant annet er de fleste større prosjekter på stamvegen i vest ikke tatt med i de 50 milliardene.

I "Våre Veger" nr.7 1986 (Ingeniørforlaget) er en rekke av de fremtidige prosjektene detaljert beskrevet. Dette tidskriftet anbefales dersom man ønsker nærmere informasjon om prosjektene.

VEGTUNNELER PÅ VÅLERENGA OG I PORSGRUNN.
VURDERING AV KONVENSJONELL DRIFT OG BRUK AV DELSNITTMASKIN.

ROAD TUNNELS AT VÅLERENGA AND IN PORSGRUNN.
EVALUATION OF TUNNELLING BY DRILL & BLAST METHOD AND ROADHEADER.

Siviling. Eirik Øvstedal, Vegdirektoratet og
Siviling. Morten Knudsmoen, Sivilingeniør Elliot Strømme A/S.

SAMMENDRAG

I forbindelse med prosjekteringen av vegtunneler under Vålerenga i Oslo og i Porsgrunn sentrum er det vurdert bruk av delsnittmaskin som alternativ til konvensjonell sprengning. Felles for prosjektene er at de drives i middels harde sedimentære bergarter, med liten overdekning og med tettbebyggelse direkte over traseén.

For Vålerengatunnelen ble arbeidene igangsatt i fjor sommer med sprengning som drivemåte. Anbudssammenligningen viste imidlertid at kostnadsforskjellen mellom de to drivemåtene totalt sett var liten, og at det under visse forutsetninger kan tenkes at fresing med delsnittmaskin er aktuelt. I anbudsdokumentene for tunnelen i Porsgrunn vil derfor fresing og sprengning bli tatt med som likeverdige alternativer.

For ytterligere å vurdere om freseteknikken er aktuell for norske forhold, har Vegdirektoratet, i samarbeid med Rogaland vegkontor, satt i gang forsøksdrift med delsnittmaskin i tunnel under Auglendshøyden utenfor Stavanger. Bergarten her er fyllit.

SUMMARY

Tunnelling with roadheader is a relatively unknown teqnique in Norway. During the planning process for road tunnels at Vålerenga (in Oslo) and in Porsgrunn the use of roadheaders has been evaluated. Both tunnels are situated in middle hard sedimentary rocks. Small coverage and urban location are common to both projects.

At Vålerenga tunnelling was started last summer by drill and blast method. Comparison of alternate tunnelling methods in conjunction with tendering however revealed that the difference in total costs was small. It was concluded that under certain conditions tunnelling by means of roadheaders might be feasible. In the tender documents for a road tunnel in Porsgrunn both methods will be included.

For further investigations into the usefullness of the method for Norwegian conditions, the Public Roads Administration has put into trial operation a roadheader in the Auglendshøyden tunnel near Stavanger. The rock consists of phyllite.

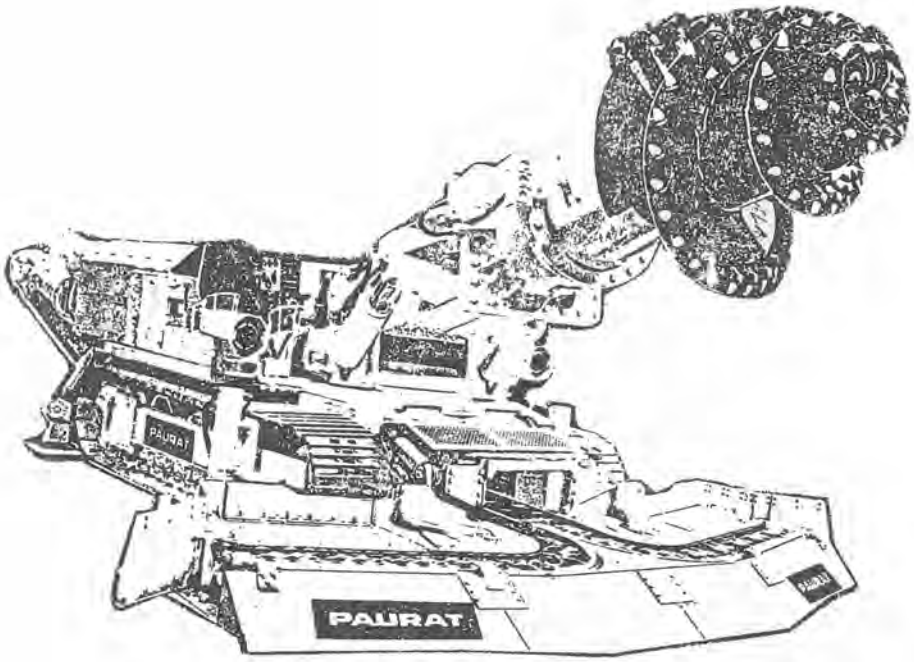


Fig. 1. Delsnittmaskin

1. INNLEDNING

Uttak av fjell med delsnittmaskin er en relativt ukjent teknikk i Norge. Tidligere er denne teknikken ikke benyttet, bortsett fra et mindre forsøk i Vendesløyfen for Sentrum stasjon (Paurat-maskin). På Svalbard har Store Norske dessuten to maskiner (Voest Alpine AM-50) i drift i kullgruvene.

I forbindelse med prosjekteringen av tunnelene under Vålerenga på E6 i Oslo tok Anleggskontoret i Vegdirektoratet initiativet til en vurdering av muligheten for bruk av delsnittmaskin (Roadheader) til tunneldrivingen. Utfallet av vurderingen var såvidt positiv at det ble bestemt å inkludere fresing med delsnittmaskin som et alternativ til sprengning som drivemåte.

Fordelene ved fresing er betydelige på minst to områder:

- Metoden gir en jevn og nøyaktig kontur som vil medføre bedre stabilitet, mindre påkjenning på omkringliggende fjell og dermed mindre omfang av sikringsarbeider.

- Problemer med rystelser og luftsjokk fra sprengning på nabobebyggelse og nærliggende anlegg vil praktisk talt bortfalle.

2 MASKINUTRUSTNING

Det finnes en rekke produsenter av standardiserte maskiner. Maskinene er i første rekke utviklet til bruk for gruveindustrien og spesielt for relativt svake bergarter. Det produseres imidlertid også maskiner spesielt beregnet på tunneldrift for bygningstekniske formål.

Maskinen har en bevegelig "fresearm" påmontert et roterende hode med piggmeisler. Borhodet kan ha enten radiell eller transversell rotasjon.

Opplastingen av masse foregår fra et skjold i forkant av maskinen som fører massene over på en båndtransportør som går igjennom de midtre deler av maskinen. Steinmassene kan enten lastes direkte i shovelskuff eller på lastebil. Eventuelt kan båndtransportørsystemet forlenges bakover.

Fresingen produserer mye støv. Det vil derfor i de fleste tilfeller være nødvendig med et forholdsvis omfattende ventilasjonsanlegg. Ventilasjonen baseres på avtrekk plassert helt i forkant av maskinen og en vifte som flyttes i takt med inndriften. Støvet skilles ut i et luftfilterarrangement plassert utenfor tunnelen.

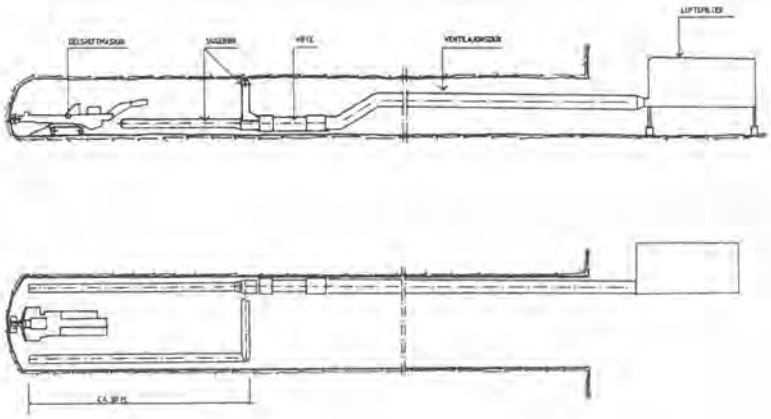


Fig. 2 Systemskisse av delsnittsmaskin med ventilasjonsanlegg.

3 YTELSE

Produksjonen målt i utboret volum kan enklest angis i forhold til bergartens mekaniske styrke (trykk- og strekkfasthetsegenskaper). Videre vil bergets oppsprekkingsgrad- og mønster ha forholdsvis stor innflytelse på inndriften. Bergartens mineralsammensetning har stor betydning for maskinytelsen og for forbruk av meiselverktøy. Spesielt vil kvartsinnholdet være av betydning.

I figur 3 er det antydet produksjon pr. maskintime avhengig av effekt på fresehodet basert på opplysninger fra en del maskinleverandører. Ytelsen er vist for bergarter med gjennomsnittlig enaksial trykkstyrke på 60 MPa og 100 MPa og lavt kvartsinnhold.

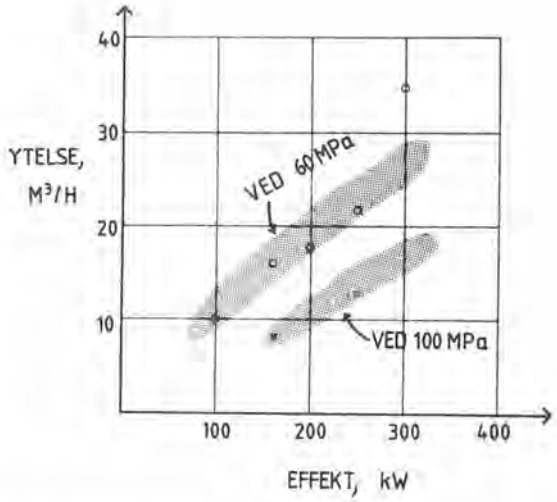


Fig. 3 Typisk maskinytelse som funksjon av effekt på fresearm og bergartens trykkstyrke.

Omregnet til samme enhet vil eksempelvis 40 m ukeinndrift for et tofelts veitunnelltverrsnitt utført ved sprengning, gi en gjennomsnitts ytelse på 32 m^3/time. Det forutsettes 75 timers arbeidsuke (to-skiftdrift).

Det bemerkes her at en rekke andre forhold også må tas i betraktning ved en vurdering av kapasitet og økonomi ved fresing sammenlignet med sprengning.

4 OPPLEGG FOR FRESING AV VEGTUNNELER

4.1 Vålerengatunnelen

Vålerengatunnelen er en parsell på ny E6 Strømsveien gjennom de østre bydeler i Oslo. Oppdragsgiver er Oslo Veivesen. Tunnelen består av to løp hver med lengde ca. 600 m i fjell. Overdekningen varierer fra 4 m til 17 m. Brutto sprengningstverrsnitt er henholdsvis 83 m^2 for tofelts - og 101 m^2 for trefeltstunnel. I alt skal det tas ut ca. 125.000 fm^3 i tunnel.

Bergartene i området består stort sett av rene leirsteiner/leirskifere (ca 60 %) og leirsteiner med relativt stort kalkinnhold av ordovicisk alder. Traseen berøres i svært lite omfang av eruptive gangbergarter som er vanlig i Oslo sentrum. Trykkfastheten på bergartene er målt til ca 50-80 MPa.

I prosjektdokumentene ble det, på grunn av knappe tidsfrister på utførelsen, forutsatt at øvre del av tverrsnittene skulle tas ut med delsnittmaskin, mens nedre del kunne tas ut ved pallsprengning. De anbud som ble gitt, baserte seg da også på et slikt opplegg.

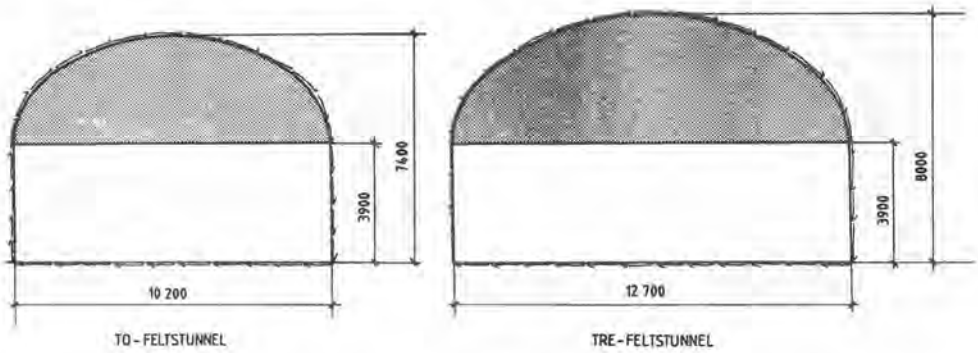


Fig. 4 Tunneltverrsnitt for Vålerengatunnelen med minimum krav til fresing dersom denne metode ble valgt.

Som tidligere nevnt ble denne tunnelentreprisen igangsatt i juli 1985 og sprengning ble valgt som drivemåte. Vi skal imidlertid i neste avsnitt redegjøre for resultatene av anbudssammenligningen mellom sprengning og fresing som drivemåte.

Anbudsdokumentene for Vålerengatunnelen er utarbeidet av Sivilingeniør Elliot Strømme A/S og med bidrag fra Ing. A.B. Berdal A/S når det gjelder vurdering av sprengning og sikring av tunnelene.

4.2 Vegtunnel i Porsgrunn

I Porsgrunn pågår utbygging av ny Rv. 354, Sentrumsringen, som skal føre trafikken utenom sentrum. I den forbindelse planlegger Telemark vegkontor en ca. 850 m lang vegtunnel. Konsulent for tunnelen er Sivilingeniør Elliot Strømme A/S.

I forståelse med Vegdirektoratet vil det for denne vegtunnelen også bli innhentet alternative priser for fresing og sprengning som drivemetode. Arbeidene forutsettes sendt ut på anbud og oppstartet neste år.

Forholdene med hensyn til bebyggelse, overdekning og bergarter ligner mye på Vålerengatunnelen. Overdekningen varierer mellom 5 og 30 m, og over en strekning på ca 150 m er overdekningen bare 6-7 m. Bergartene består hovedsaklig av kalk- og leirstein fra silur. Trykkfastheten antas å ligge på ca. 80 MPa.

Tverrsnittet for Porsgrunntunnelen har et brutto sprengningsprofil på ca 63 m^2.

5 SAMMENLIGNING AV KOSTNADER

På grunnlag av de innkomne anbud for Vålerengatunnelen har vi vurdert nærmere forskjellen i kostnader mellom de to drivemåter.

Av anbudsvurderingen fremgår det at driving av fjelltunnelene ved fresing er klart dyrere enn sprengning.

Under utarbeidelse av anbudsgrunnlaget ble det antatt at omfang av stabilitetssikring ved fresing ville være ca 70 % av sprengningsalternativets omfang. At forskjellen ikke er større skyldes at en relativt stor del av tunnelene var forutsatt utstøpt med betonghvelv, uansett drivemåte, på grunn av liten overdekning. Videre ble det forutsatt at alle fresemasser skulle transporteres til Bånkall, transportlengde 16 km. Tilsvarende transportlengde for sprengningsmasser var 2,5 km til Oslo havn. Fordi fresemassene måtte antas å inneholde mye finstoffer var det usikkert om disse kunne dumpes i havnebassenget sommerstid av hensyn til badevannkvaliteten. Totalt sett var kostnadene ved sprengningsalternativet 16 % lavere enn laveste anbud for fresing.

Dersom vi antar samme transportlengde for de uttatte masser i begge alternativer ville forskjellen blitt redusert til ca 12 %. Det skal også nevnes at de forskjellige anbydere også har vurdert forskjellen mellom de to drivemåter noe forskjellig.

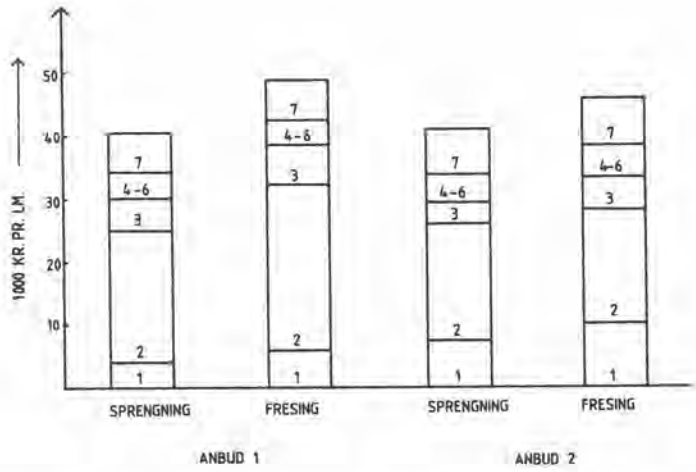


Fig. 5 Sammenligning av kostnader for trefeltstunnel basert på de laveste anbud. Kostnadene er fordelt på hovedprosesser:

1. Forberedende og generelle arbeider
2. Sprengning (inkl. arbeidssikring)
3. Massutflytting, planering (opplasting + transport)
4. Grøfter, kummer, rør
5. Vegfundament
6. Vegdekke
7. Komplettering og spesielle arbeider (permanent sikring, frostisolasjon)

Den forholdsvis jevne kontur som fresing medfører sammenlignet med sprengning, kan indirekte også gi andre besparelser. Spesielt vil vi nevne muligheten for en systematisk vann- og frostsikring ved polyetylen (PE)-skumplater som erstatning for tradisjonelle platehvelv av plast-sandwichelementer eller aluminium. Bruk av PE-skumplater er en langt rimeligere løsning enn bruk av tradisjonelle platehvelv. Montering av frostsikringen vil på en utfrest kontur bli enklere å gir en jevnere og mer tiltalende overflate. Eventuelle besparelser her er ikke medtatt i sammenligningen overfor.

6 SLUTTBEMERKNINGER

Selv om sprengning som drivemåte ble valgt fremfor driving med delsnittmaskin for Vålerengatunnelen viser resultatet av sammenligningen såvidt liten økonomisk forskjell at fresing godt kan være aktuelt i andre tilsvarende tunnelprosjekter. Vegdirektoratet har tatt konsekvensene av dette og tilrår at det for vegtunnel i Porsgrunn innhentes alternative priser for fresing og sprengning.

For å undersøke nærmere hvilken inndrift som kan ventes, og angående driftsforhold for øvrig, har Vegdirektoratet i samarbeid med vegkontoret i Rogaland igangsatt prøvedrift med delsnittmaskin ved tunnel under Auglendshøyden (sydgående løp) på E18 syd for Stavanger. Man undersøker både metoden brukt alene og i kombinasjon med sprengning. Tunnel blir 350 m lang og går i fyllitt. Foreløpig tas det sikte på en inntil 50 m lang prøvestrekning før det tas stilling til metode for videre drift.

Forsøket utføres med en Westfalia-Lühnen WAV 178, som er innleiet fra Selmer Furuholmen. Maskinen har tidligere vært brukt av Furuholmen i en entreprise i Hellas.

Forsøket ble startet opp ca. 1. oktober, og vi vil eventuelt ta med resultater i det muntlige innlegget.

ERFARINGER FRA FIRE ÅRS DRIFT AV VARDØTUNNELEN

EXPERIENCES WITH MAINTENANCE OF VARDØ SUB-SEA TUNNEL DURING THE LAST FOUR YEARS

avd.ing. Svein K. Roska, Statens vegvesen, Finnmark.

SAMMENDRAG.

Vardø tunnel ble satt under trafikk i desember 1982, og har følgelig vært traffikert i snart 4 år. Artikkelen beskriver kort endel av de erfaringer som er gjort om drift av undersjøisk vegtunnel i denne tiden. Generelt kan man si at tunnelen har fungert godt. Det har vært noen problemer, først og fremst med nødstrømsopplegg som ikke har fungert tilfredsstillende. Også det at magasinet i pumpekum i lavpunktet er så lite at ved pumpehavari er det kun femten timer fra pumpene stopper til vannet når opp i kjørebanen er et problem. Det gir oss dårlig tid til reparasjoner, noe som har gjort det nødvendig med helkontinuerlig beredskap.

SUMMARY.

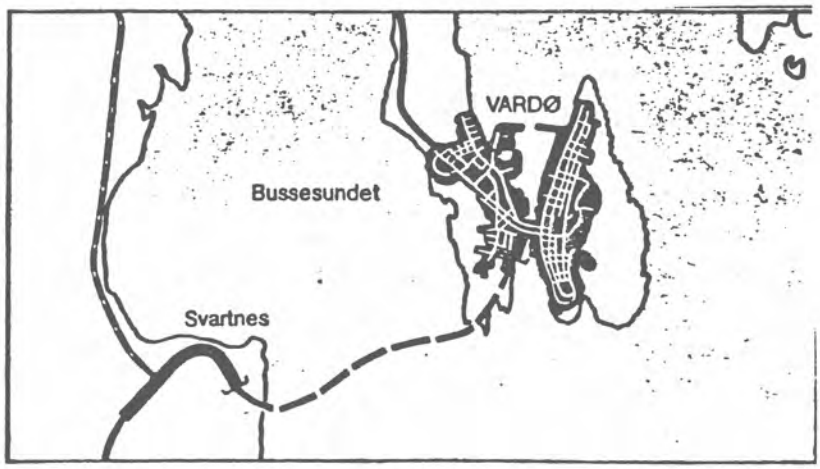
Vardø sub-sea road tunnel was opened in december 1982. The article describes some experiences with maintenance of a sub-sea road tunnel for the last 4 years it has been in use. The tunnel has been functioning very well on the whole, but some problems has arised. The standby power unit has not functioned properly and the volume of the water-reservoir allows only 15 hours repare time until the waterlevel reaches the road surface. This makes a 24-hours' readiness arrangement neccesary.

1. INNLEDNING

Vardøtunnelen er den første undersjøiske vegtunnel som er bygget her i landet. Tunnelen ble satt under trafikk i desember 1982, og har således vært traffikert i snart 4 år. Erfaringene fra driften i denne tiden har vist at tunnelen fungerer meget bra. De driftsproblemene som har vært til nå, har blitt håndtert uten at trafikantene har merket noe til det.

De driftsproblemer det blir lagt størst vekt på er knyttet til fire forhold:

- feil med strømforsyningen
- drenering og feil med pumpesystemet i lavpunktet
- betongskader
- korrosjon på metallkonstruksjoner



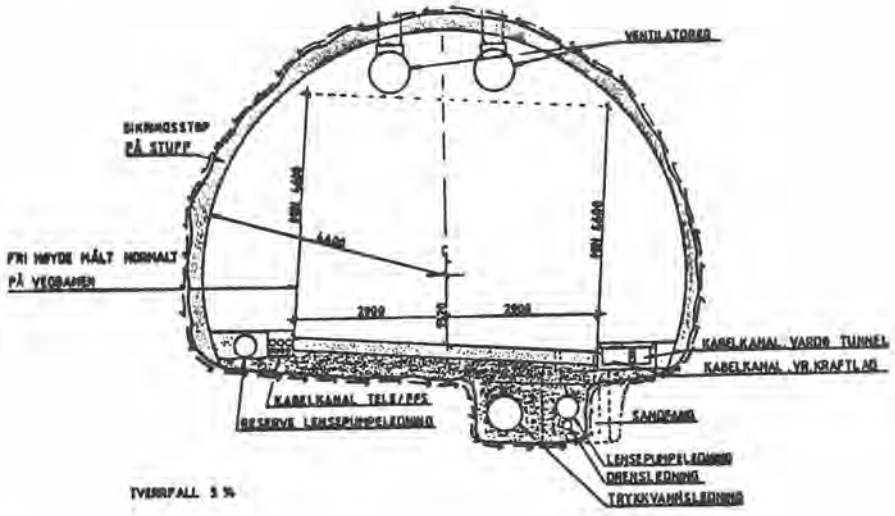
Figur 1. Beliggenhet og plan over tunnelen.

Figur 2. Nedkjøring til tunnelen på fastlandssiden. Vardø ses i bakgrunnen.

Anleggets geografiske plassering i utkanten av Norge som gir store transportavstander for komplettering av utstyr, og det faktum at det bare tar ca. 15 timer fra pumpene i lavpunktet stanser til det oppstår skade på anlegget, har vært dimensjonerende for beredskapsoplegget i tunnelen. Den geografiske plassering har også medført at vi har måttet opprette et meget rikholdig reservedelslager.

Vedlikehold og kontroll av de enkelte installasjoner blir gjennomført systematisk med forholdsvis korte intervaller.

2. KORT BESKRIVELSE AV DE VIKTIGSTE KONSTRUKSJONSELEMENTER.



Figur 3. Typisk snitt i tunnel.

- Fjelltunnel med to kjørefelter med fortau på begge sider, ca. 2620 m lang, herav ca. 1700 m under vann.

- Snøoverbygg i begge forskjæringene i form av betongkulverter som er nedfylt og tildels overfylt; av ca. 200 m lengde på fastlandssiden og ca. 70 m på Vardøsiden.

- Tre lenseanlegg for vann; ett nær hver av tunnelmunningene dimensjonert for regn og smeltevann fra forskjæringene, og ett i tunnelens laveste punkt dimensjonert for den permanente lekkasje i tunnelen.

- Trykkvannledning med dimensjon Ø 600 mm som er Vardø's hovedvann-forsyning, lagt i grøft sammen med drensledning, samt de nødvendige

kummer for begge ledninger.

- Kabelkulvert langs ene siden for kraftkabler og styrekabler, med lokk som fungerer som fortau, og en betongblokk med innstøpte trekkerør for telekabler langs andre siden, også denne som del av fortau.

- Strømforsyningsanleggene, som inkluderer et bygg i dagen på fastlandssiden, hvor det er installert trafoer og nødstrømsaggregat, forbundet med tunnelen ved en loddsjakt, samt en trafo nær lavpunktet i tunnelen.

- Styring, overvåking og alarmanlegget. Pumper, vifter og aggregat styres og overvåkes automatisk. Ved høy vannstand, høyt CO-innhold eller ved feil på aggregatet varsles det automatisk over telealarmsender til brannvakten i Vadsø som igjen varsler de som har beredskap.

- Belysnings- og ventilasjonsanleggene. Belysningen består av 55 W Nal armaturer i en innbyrdes avstand på 18 m, forsterket med 4 stk. 250 Nah armaturer i hver av innkjøringssonene. Ventilasjonen består av 8 stk. ventilatorer a 15 kW.

- Sikringsanleggene mot nedfall av stein, vannulemper og frostskader. Fjellsikringen er utført på vanlig måte ved full utstøping, bolter, bånd, nett og sprøytebetong. Vann og frostsikring er gjort med dobbelt isolert platehvelv av sjøvannsbestandig aluminium, samt isolering av hele kjørebanen 300 m inn fra hver ende, og ytterligere 200 m med isolasjon over vann/drensgrøft. Det er her nyttet 60 mm styrofoamplater som isolasjon.

3. NATURPÅVIRKNINGER

Før vi går over til å se mer i detalj på de enkelte konstruksjonene og erfaringene fra driften av disse,kan det være greit å se hvilke naturpåvirkninger som har størst innvirkning på tunnelanlegget. Om foreløpig ras og nedfall holdes utenfor, anses disse som de værste :

- vann
- frost
- snø

Anleggets beliggenhet på grensen til de arktiske strøk gjør at vinteren gjør seg spesielt gjeldene.

4. DETALJBESKRIVELSE AV ENDEL AV KONSTRUKTSJONENE OG ERFARINGER FRA DRIFTEN AV DISSE.

4.1 Drenering

Tunnelen er drenert på synk, gjennom tunnelen opptrer lekkasjene i

varierende grad. Totalt lekker det inn ca. 1000 l pr. min. Lekkasjen har vært konstant siden gjennomslag. Vannet er havsalt ved tunnelens laveste punkt, saltholdigheten avtar mot land på begge sider.

Lekkasjevannet over kjørebanen ledes av platehvelvet mot begge sider av tunnelen hvor det fanges opp av drensmasse og ledes til de pukksatte tverrgrøftene som er med innbyrdes avstand på 30 m igjennom tunnelen og som leder vannet til den langsgående dreneringsgrøfta som er under det ene kjørefeltet, hvor det ivaretas av kombinerte drens/føringsrør av pvc med dimensjon fra Ø 80 mm til Ø 200 mm, i drensgrøften er det sandfang/stakekummer med innbyrdes avstand 200 m.

Dreneringsproblemene skyldes i hovedsak to forhold :

- for dårlig permeabilitet i deler av drensmassen
- begroing, slamansamling på drensmassen og i drensrørene.

Figur 4. Bildet viser bakterievekster i vanndammen.

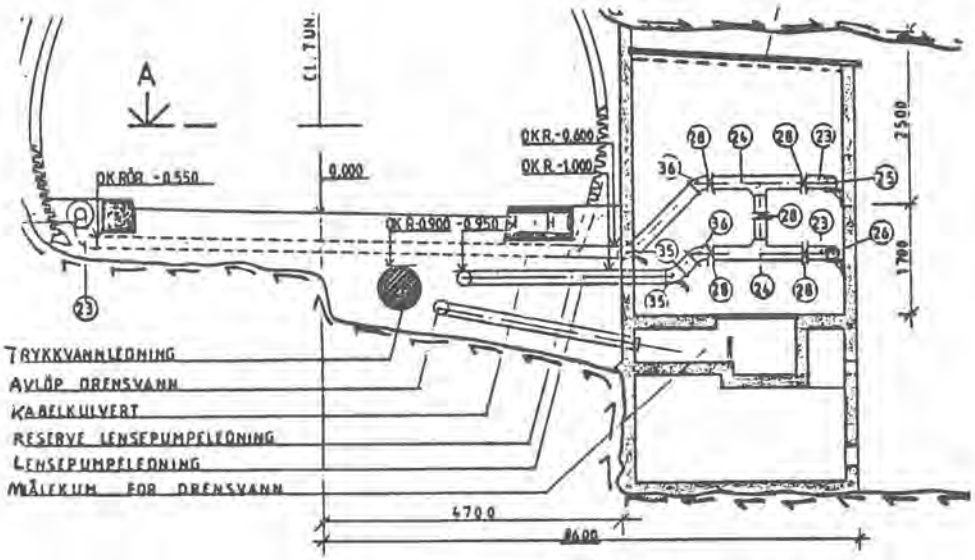
På endel steder bak platehvelvet dannet det seg vanndammer på drensmassen. I disse viste det seg at det foregikk bakteriell begroing (fig. 4). Nærmere undersøkelse viste at det også foregikk begroing i drensrørene hvor tverrsnittet var redusert med opptil 20%. Asplan, Trondheim ble engasjert for å undersøke årsaken til begroingen, og de fant ut at begroingen i hovedsak besto av jernbakterier og bakterier som lever av organisk materiale (Leptotrix og Gallionella). På drensmassen ble det i tillegg påvist fellingsprodukter av jern, mangan og aluminium.

Det som er gjort for å opprettholde dreneringen i tunnelen er å legge ned ekstra drensrør på de steder hvor lekkasjene var for store til at drensmassene greide å lede vannet bort, samt å foreta høytrykkspyling av drensrørene. Noe som antagelig vil bli nødvendig å gjøre med 2-3 års mellomrom.

Andre tiltak som kan bli nødvendig er å legge drensrør i tverrgrøftene og å foreta kjemisk behandling av drensmassene dersom det blir nødvendig å redusere bakterietilveksten.

4.2 Pumpeanlegg

Som tidligere nevnt består pumpeanlegget av tre pumpestasjoner. En i hver munning for å pumpe lekkasjevann fra forskjæringenes avrenningsfelt, og en i tunnelens lavpunkt (fig. 5) for å lense lekkasjene fra saltvannssonen. I stasjonen på fastlandet er det montert 4 pumper à 20 kW, på øysiden 2 pumper à 12 kW og i lavpunktet 6 pumper à 48 kW.

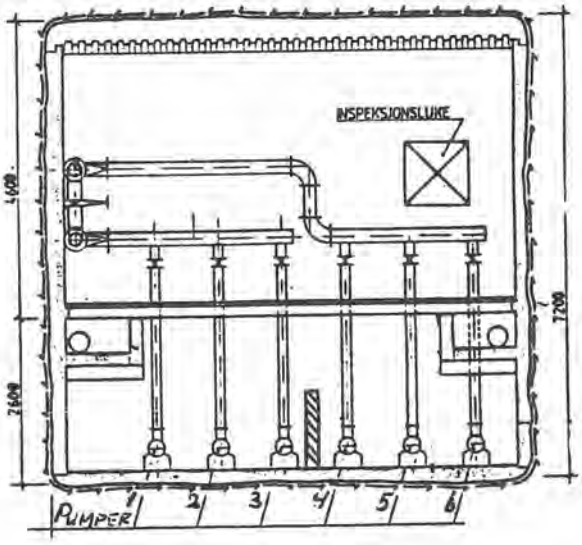


Figur 5. Viser et snitt gjennom pumpestasjon og tunnelen i lavpunktet.

Pumpekapasitet er henholdsvis 10000 l/min og 3000 l/min for stasjonene på fastland og øysiden og ca. 8000 l/min for stasjonen i lavpunktet. Lekkasjevannet pumpes ut i en etappe fra alle pumpestasjonene.

De to pumpestasjonene i munningene har fungert tilfredstillende.
I pumpestasjonen i lavbrekket har det imidlertid vært noen problemer. Disse har vært følgende:

- Pumpestasjonen ble bygd med felles brønn for begge systemene (pumpe 1,2,3 og pumpe 4,5,6) (fig. 6). Dette medførte at reparasjonene på pumpene måtte foretas under vann. Dette er løst ved å montere en skillevegg mellom de to systemene slik at man kan lense tørt det ene systemet samtidig som det andre er i funksjon.



Figur 6. Viser brønn i pumpestasjon i lavpunktet. Skillevegg integnet.

- Endelokkene i begge samlestokkene var tverre og godset var for tynt. Dette medførte at den ene samlestokken sprakk under drift. Disse er nå byttet ut med kuvede endelokk av tykkere gods.

- Det har vært fem pumpehavari, to av disse skyldes feil montasje, mens de tre andre havariene antagelig skyldes en kombinasjon av korrosjon og slitende partikler i pumpevannet. Miljøet i tunnelen og spesielt i lavbrekket må sies å være ekstremt korrosivt, så korrosjon er et problem vi må leve med.

Finstoffet i pumpevannet som forårsaket slitasjen stammet fra anleggsperioden. Dette er nå sedimentert og er følgelig ikke lenger noe problem.

4.3 Betongskader

Betongskadene begrenser seg til sprøytebetongen, der denne blir gjennomstrømmet at salt lekkasjevann. Skadene arter seg ved oppsprekking og nedfall. Betongen kan i disse soner brekkes løs for hånd.

Sprøytebetongen er opprinnelig benyttet som arbeidssikring, men det ble benyttet som sikring mot småfallent fjell i samvirke med bolter og bånd bak platehvelvet der det er frostfritt. I og med at felter av sprøytebetongen nå nedbrytes og faller ned bl.a. på platehvelvet, utgjør dette i seg selv et faremoment.

Som mulige årsaker til at sprøytebetongen nedbrytes er antydet ione-utvasking og bakteriell nedbrytning. Det er på det rene at det i drensvannet er påvist bakterier som sannsynligvis kan benytte akselerasjonsmiddelet vannglass som substrat.

Sementinnholdet i en prøve av oppsmuldret sprøytebetong hadde avtatt fra 500 kg/m^3 til 200 kg/m^3.

Nedfallet av sprøytebetongen må hittil sies å være moderat. Skulle det imidlertid vise seg at omfanget øker, slik at det kan medføre fare for platehvelv osv., så vil vi henge opp fjellsikringsnett for å sikre mot nedfallet.

Det er av Vegdirektoratet nedsatt et utvalg som har i oppdrag å se nærmere på hva som skjer med sprøytebetongen. Rapport fra utvalget ventes i løpet av høsten 1986.

4.4 Korrosjon

Korrosjonsproblemene i tunnelen må sies å være moderate, sett i lys av det korrosive miljøet som er påvist bak platehvelvet.

Det er til nå påvist korrosjon (såkalt pitting) på platehvelv, nagler og på aluminiumsskinnene. Restproduktet er aluminiumshydroxyd, $Al(OH)_3$, som kan påvises i drensmassene. Det er også påvist korrosjon på platehvelvet der det er i kontakt med betong. Dette begrenser seg tilrundt inngangene til pumpestasjoner, tele- og trafostasjoner (fig. 7).

Med utgangspunkt i den korrosjon på platehvelvet som har skjedd til i dag, må en anta at det ikke vil bli nødvendig med omfattende utskiftninger av hvelvet på mange år framover.

Det har også vist seg at ventiler av rustfritt stål (materialkvalitet 254 SLX) i pumpekum har korrodert. Dette har artet seg som groper i godset. Disse er reparert av leverandør og det foregår oppfølging for å fastslå årsakene. Det er videre funnet korrosjon på en av pumpene. Det er tært et sirkulært hull med ca. 5 mm i diameter. Dette kan dels skyldes materialfeil.

På de varmforsinkete fjellboltene som er nyttet er det nesten ikke observert korrosjon. Unntaket er der hvor varmforsinkingen er skadet.

Figur 7. Viser korrosjon på aluminiumshvelv ved døråpningen.

4.4 Det elektrotekniske anlegget

Anlegget får sin krafttilførsel via en 22 kV kabel fram til dagbygget der det er plassert en transformator 22/12 kV, 500 kVA. Det er videre plassert to transformatorer 12/0,4 kV, en i dagbygget og en nær tunnelens lavpunkt. Et reservekraftaggregat på 500 kVA i dagbygget skal automatisk forsyne installasjonene ved strømbrudd.

På grunn av de harde værforholdene og tildels gamle tilførselslinjer er det i perioder mange strømbrudd, opptil 10-15 strømbrudd på en enkelt måned, med varighet fra få sekunder til flere timer. Ut fra dette er det klart at nødstrømsanlegget bør fungere skikkelig, noe det desverre ikke har gjort hittil.

Problemet her har vært at automatikken som skal styre anlegget ikke har fungert som det skal. Hovedproblemet her er enten at aggregatet ikke starter ved strømbrudd, eller at det ikke stopper når strømmen kommer tilbake. Dette medførte at vi har vært nødt til å opprette en beredskapsordning som er ganske kostbar. Dette fordi vi har så kort tid til rådighet (maks. 15 timer) fra feil oppstår til anlegget må være i drift igjen.

Vi har også måttet installere et reserve nødstrømsopplegg som består av et 220 V aggregat på 180 kVA, en transformator 0,2/0,4 kV og et koblingsskap for sammenkobling med startautomatikken til pumpene i lavpunktet. Dette anlegget er stort nok til å drive 2 pumper og har hittil vært i drift 3 ganger.

Konsulenten og aggregatleverandøren har arbeidet med problemet og den siste revisjon av anlegget ble foretatt på forsommeren. Nå venter vi spent på vinteren og strømbruddperioden som vil vise om anlegget fungerer slik det skal.

5. KOSTNADER

Byggekostnadene for anlegget var 190.7 mill. kr i 1986 verdi. Vedlikeholdskostnadene var i 1984 1.85 mill. kr. i 1985 1,67 mill. kr. og vil i 1986 bli på ca. 1.4 mill. kr., gitt i 1986 verdi. Som man ser så er vedlikeholdskostnadene redusert med nesten 25 % fra 1984 til 1986. Dette skyldes færre reperasjoner på det elektriske anlegget og i pumpestasjonen i lavpunktet. Vedlikeholdskostnadene vil bli ytterligere redusert med ca. 5-10 % dersom nødstrømsautomatikken blir ordnet slik at beredskapen kan reduseres.

Kostnadene har i 1984 og 1985 fordelt seg slik:

ca. 20 % til strømavgifter

ca. 20 % til beredskap/reperasjon av det elektriske anlegget

ca. 20 % til drens/pumpesystem

ca. 10 % til reservedeler

ca. 30 % til øvrig vedlikehold

6. SLUTTKOMMENTAR

Feilene med nødstrømsanlegget, samt det faktum at vi kun har ca. 15 timer fra feil oppstår til reperasjon må være utført, har medført at vi har opprettet en fast beredskapsordning. Det er av avgjørende betydning at de som skal reparere har inngående kjennskap til anlegget. Denne beredskapen er ganske kostbar, og vi vil få til en enklere og billigere beredskap når nødstrømsystemet fungerer som det skal. Vi vil nok måtte ha en beredskapsordning også i fremtiden pga. den korte tiden vi har fra pumpene i lavpunktet stopper til skade oppstår.

Endel av problemene vi har hatt kunne nok vært unngått med en annen utførelse på enkelte konstruksjonsdeler. Her kan nevnes:

- dreneringsrør i de pukksatte tverrgrøfter

- kortere avstand mellom kummene på dreneringssystemet

- bedre gjennomtenkt nødstrømopplegg

- større pumpemagasin i lavpunktet slik at vi hadde hatt lengre tid fra havari til skade oppstår.

Til slutt skal det nevnes at for trafikantene har tunnelen fungert utmerket. Det er uten tvil den beste løsning som er valgt for Vardø's fastlandsforbindelse. Det er ikke tvil om dette blant byens befolkning.

PARKERINSHUS I TROMSØ

PARKING HOUSE, TROMSØ - NORWAY

Ingeniør Ingar Bolstad, ASTRUP HØYER A/S

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver bakgrunnen for bygging av Anlegg Trygg Parkering i Tromsø.

Det er i artikkelen lagt vekt på at anlegget ble besluttet bygget (privat initiativ) på bakgrunn av anvendelse til tilfluktsrom/parkeringsanlegg, men at det gjennom en seinere prosess er utvidet til å ivareta også andre oppgaver.

Anleggstekniske forhold knyttet til det å drive så store sprengnings-/anleggsarbeider i sentrum av en by er også belyst.

SUMMARY

The paper describes the background for and the constuction of Trygg Parkering in Tromsø.

From the desicion to start building was taken, the project has expanded from beeing a parkinghouse/air-raid shelter to also attend to other purposes.

From a construction point of view special matters concerning big blasting and civil-works inside a town area are high-lighted.

PARKERINGSHUS I TROMSØ

1.0 INNLEDNING

Anlegg Trygg Parkering med tilhørende vegtunnel-system vil, foruten å være et kombinert parkeringsanlegg og tilfluktsrom i fjell, utgjøre en vesentlig del av Tromsø's trafikksystem.

En oversikt over drevet/planlagte og mulige fremtidige tunnel-/bergromsløsninger er vist i fig. 1.

Bak utformingen av anlegget står:

Byggherre:	Trygg Parkering A/S, Tromsø.
Konsulent, Byggeteknikk:	Ø. Hermansen, Tromsø.
Konsulent, Ing.geologi:	A.B. Berdal A/S, Sandvika.
Entreprenør:	Arbeidsfellesskapet. Nils Meland A/S, Astrup Høyer A/S.

Trygg Parkering A/S er et privateid selskap, dvs. både idé og gjennomføring av prosjektet er basert på privat initiativ.

2.0 UTFORMING AV ANLEGGET, FUNKSJONSKRAV.

Bakgrunn for Trygg Parkering A/S var et akutt behov for parkeringsareal samt manglende tilfluktsroms-kapasitet i Tromsø sentrum.

Gjennom en videre prosess er anlegget i dag utvidet til nå å omfatte både:

- parkeringsanlegg
- tilfluktsrom
- tennisbane
- squash-bane
- bensinstasjon
- transformatorstasjon
- vegtunnel til Tromsøybrua og Langnes
- Bussholdeplasser (2 stk.)
- Div. rom

Fig. 1
OVERSIKT OVER DREVET/PLANLAGT OG MULIGE FREMTIDIGE BERGROMSLØSNINGER

Tilsammen omfatter dette ca. 250.000 fm^3 utsprengt fjell.

De 11 hallene, hvorav 8 er tilfluktsrom/parkeringshall er avgrenset med 2 hovedgater lagt tilnermet paralelt gate-systemet i sentrum (fig. 2). Mellom hvert tilfluktsrom er det bygget sanitærrom.

Gjennom trafikkadkomster i nord og syd samt vegtunnelen mot Tromsøybrua og videre gjennom Tromsøya mot Langnes, knyttes anlegget til Tromsø's eksisterende veg-/gatenett.

I tillegg er parkeringsanlegget knyttet til gatenettet med 2 gangtunneler, og en heis-/trappesjakt.

Ventilasjon/utlufting skjer gjennom sjakter, 3 stk. for innsuging av luft i bakkant av anlegget, samt 5 stk. foran fremre fjellgate for utblåsing.

3.0 GEOLOGI

Berggrunnen i området består av ulike typer gneis og amfibolitter tilhørende Tromsø-dekket.

Gneisene er kalkholdige, glimmer-rike og amfibolittiske.

Marmorlag med opp il 60 cm tykkelse er påtruffet under driften.

4.0 DRIFTSOPPLEGG

4.1 Generelt

På grunn av anleggets beliggenhet midt i Tromsø by, var forhold knyttet til dette svært avgjørende for valg av driftsopplegg. Hensyn måtte i særlig grad taes til:

- disponibelt riggareal
- naboer (bråk, sikkerhetshensyn etc.)
- transport av steinmasser gjennom byen
- vannlekkasjer/grunnvann

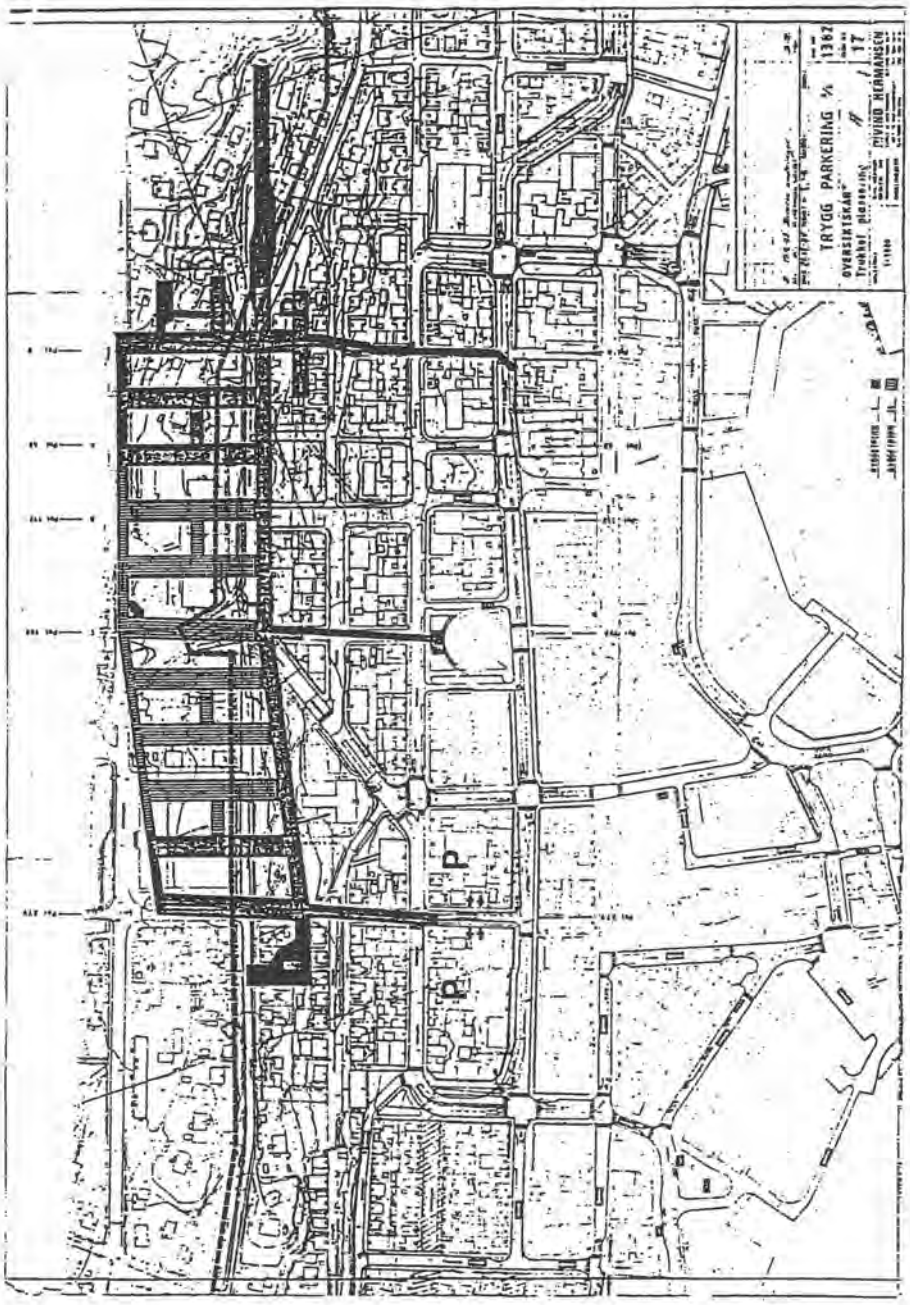


Fig. 2
TILFLUKTSROM/PARKERINGSHALL

4.2 Sprengningsopplegg, rystelser

Minste avstand fra tunnelheng til grunnmur på eksisterende bygning var ca 9 m, med maks tillatt svingekast 45 mm/s.

Dette stilte strenge krav til sprengningsopplegget.

For i størst mulig grad å kunne drive ordinær tunneldrift, ble 10' salvelengde valgt for hele anlegget.
Eksempel på bore-/ladeplan for parkeringshall/tilfluktsrom er vist i fig. 3.

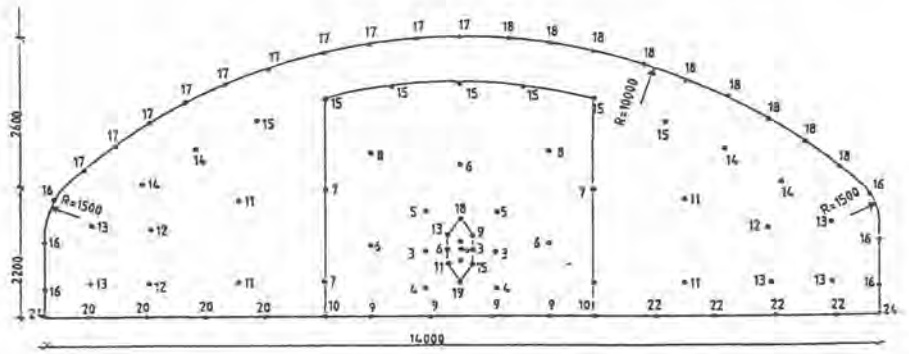


Fig. 3
BORE-/TENNPLAN FOR PARKERINGSHALL/TILFLUKTSROM

Det valgte sprengningsopplegget medførte at bare 4 av totalt ca. 1.000 salver måtte sprenges i to etapper.

4.3 Sprengningsarbeider i tettbygde strøk.

Store sprengningsarbeider i sentrum av en by, vil i særlig grad, fordi rystelser og selve smellene føles ubehagelig, føre til at folk i nærheten blir redde.
Ut over i anleggsperioden blir dette bedre.

Luftesjakter gjennom skolegårder, haver etc. nødvendiggjør også spesielle tiltak.

4.4 Transport av steinmasser

Alle utsprengte masser ble fraktet ut gjennom et trangt og tildels kaotisk gatenett i Tromsø sentrum.

Foruten det enorme effektivitetshinder selve trafikksituasjonen medførte, var også akseltrykkbegrensningene bestemmende for transportkapasiteten.
All utkjøring ble stoppet i rushtiden, dvs. mellom kl. 15.00 - 17.00.

Ved ca. 4 km transportavstand over Tromsø-brua, måtte 7 stk. 10 tonns lastebiler anvendes, sammen med CAT 966D.

4.5 Vannlekkasjer, grunnvann

Ingen spesielle tiltak ble gjort for å ta vare på vannlekkasjer.

Bergmassen er svært tett. Det er ikke påtruffet større vannlekkasjer under drivingen, bare drypp.

4.6 Utstyr - driving

Boring av hall-anlegget ble utført med 1 stk. Strømnes 3-boms rigg og egen ladetraktor, utlasting med CAT 966D.

Sjaktene (Ø 0,6 - 1,0 m, l = 9 - 30 m) ble alle boret med raisedrill (Dresser 480 sjaktboremaskin) nedenfra bergrommene og opp.

4.7 Tidplan

Fig. 4 viser tidplan for hele anlegget.

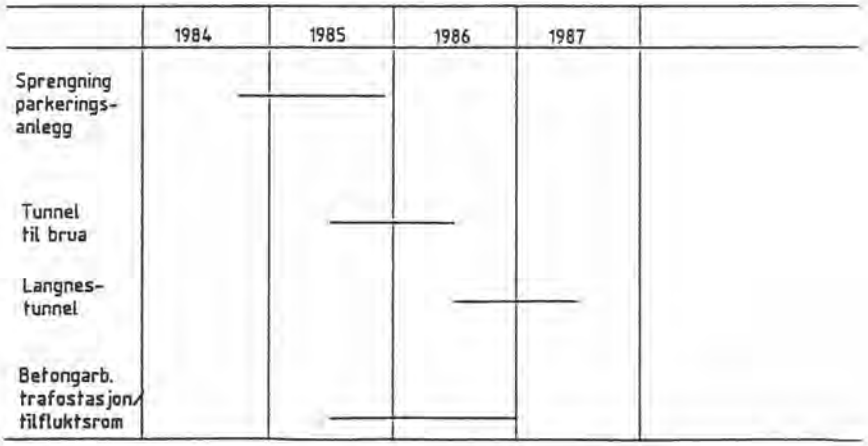


Fig. 4
TIDPLAN

Maks ukeproduksjon har vært ca. 4.000 fm^3.

5.0 SIKRING

Som permanent sikring av bergrommene ble valgt 4.0 m lange polyesterforankrede bolter, grunnmønster 2 x 2 m, samt 5 cm tykk uarmert sprøytebetong.
I svake partier er sikringsomfanget økt.

Sikringsnivået er p.g.a. rommenes senere bruk lagt relativt høyt.

6.0 VIDERE PLANER

Omfanget av anlegget har økt betraktelig i forhold til de opprinnelige planene om et nøkternt parkerings-/ tilfluktsanlegg.

Gjennom de seinere utvidelsene:

- vegtunnel til Tromsøybrua og Langnes
- tennisbane
- squash-bane
- bensinstasjon
- bussholdeplasser
- div. rom

er anlegget utvidet til å bli noe betydelig mere.

Vegtunnelene, bussholdeplassene og bensinstasjon i fjell gjør anlegget til en betydelig del av Tromsø's trafikksystem.

Utvidelsen av anlegget blir bl.a. muliggjort gjennom et godt og tillitsfullt samarbeide mellom byggherre og entreprenør, der begge parter har som hovedinteresse å lage et best mulig produkt.

Mulighetene til større utvidelse av anlegget, burde ved like godt videre samarbeide være tilstede.

Dette viser etter vår mening de store mulighetene fjell har som byggemateriale, forutsatt at nødvendig pågangsmot, oppfinnsomhet og dyktighet er til stede.

VALG AV LØSNING FOR RÅOLJELAGER I FJELL VED STURE

DESIGN OF ROCK CAVERN CRUDE OIL STORAGE AT STURE

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

SAMMENDRAG

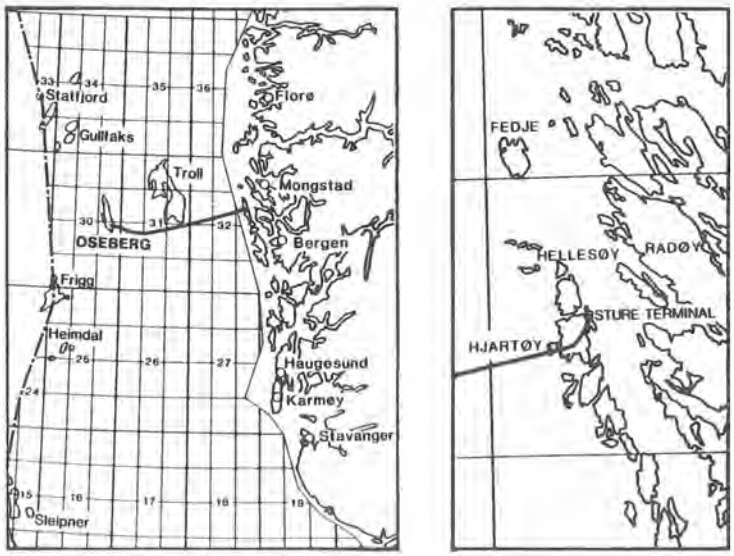
Lagerhallene på Sture har et samlet lagringsvolum på 550.000 m3 råolje. Fire av hallene er lagerhaller, den femte er for ballastvannhall. Hallene har en spennvidde på 19 m, en høyde på 33 m og en lengde på 314 m.
Oljen vil bli lagret i råsprengte haller med hallheng plassert på kote -25.
Hallene skal opereres som separate enheter og gasstrykket vil variere avhengig av oljenivå.
Et vannmettet fjellmassiv skal holde olje og gass på plass i hallene, og et vanninfiltrasjonssystem bidrar til å opprettholde grunnvannstanden.

SUMMARY

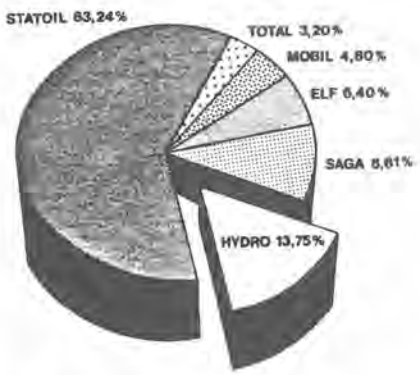
The storage caverns at Sture have been designed to hold 550,000 m3 of crude oil.
Four caverns are designed to store crude. A fifth cavern is designed to receive ballast-, oil contaminated leakage- and surface water.
Cavern dimensions are 19 m width, 33 m height, 314 m length, located with its ceiling at elevation -25.
The oil will be stored floating on a fixed waterbed in unlined rock caverns, where each of the four units can be operated independently.
Internal gas pressure above the oil will vary according to degree of filling. A sufficient overburden of water-saturated rock (i.e. below ground water level) will prevent gas leakage to the surface.
An artificial water infiltration system facilitates control of the ground water level.

VALG AV LØSNING FOR RÅOLJELAGER I FJELL VED STURE

Byggherre : Norsk Hydro Produksjon a.s
på vegne av eierne av Oseberg Transport System
Entreprenør: Selmer Furuholmen A/S
Konsulent : Norconsult A.S.
Kontraktsum: Ca. 210 mill kr.



Figur 1 Osebergfeltet med rørledning til Sture



Figur 2 Osebergeierne

1. OSEBERGFELTET

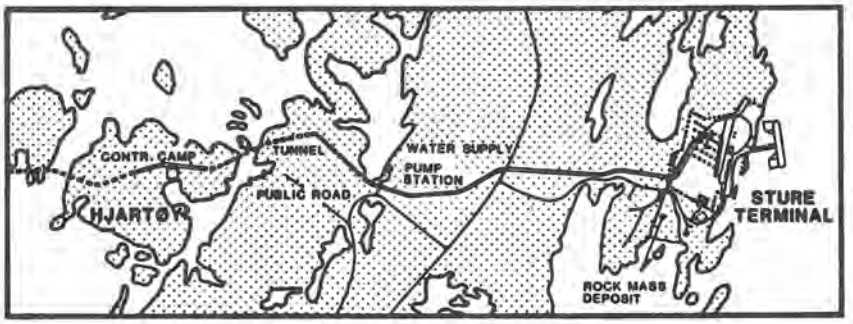
Våren 1984 godkjente Stortinget planene for utbygging av Oseberg-feltet, blokk 30/6 og 30/9.
Utbyggingen består av fire deler, Prosess- og hotell-plattformen, bore-plattformen, transport system inkl. terminal (T-prosjektet) og undervanns-systemer (10 stk. undervannsbrønner).
Totale utbyggingskostnader er vel 34 milliarder 1983-kroner. T-prosjektet som består av rørledning fra feltet, ilandføring, ledning over land samt oljeterminal er kostnadsberegnet til 3,0 milliarder kroner. Lagerhallene på Sture er en del av terminalen og skal romme ca. 550.000 m3 råolje.

Rørledningen er den første fra et felt i Nordsjøen som skal føre olje inn til fastlandet. Ledningen er omlag 109 km lang og vil krysse Norskerenna på dybder ned til 360 m. Utvendig diameter på ledningen er 710 mm (28 tommer).

2. TERMINAL

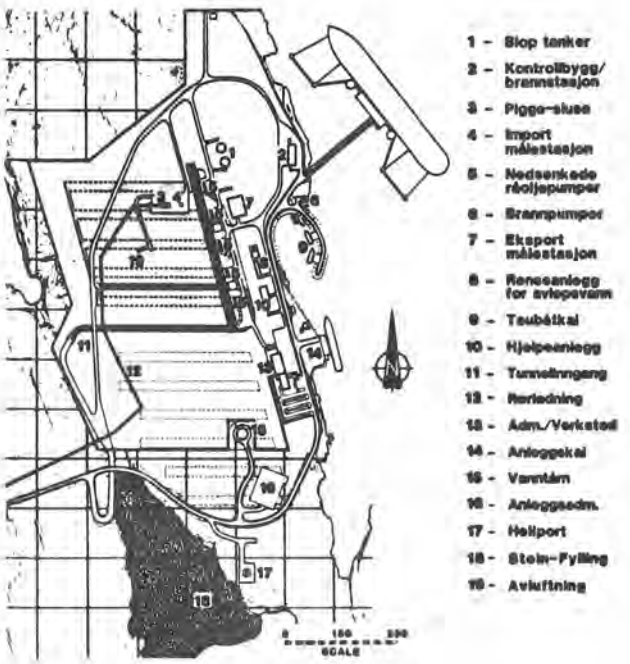
Terminalen med lagerhallene er plassert på Sture i Øygarden kommune, vest for Bergen. En optimalisering av flere faktorer har gitt plasseringen:

- avstand til feltet
- ilandføringsmulighet for oljeledningen
- kaimulighet for båter opptil 300.000 d.w.t.
- plass for haller/terminal
- utvidelsesmuligheter for flere haller, kaier m.v.



Figur 3 Rørledning over land, fra Hjartøy til Sture

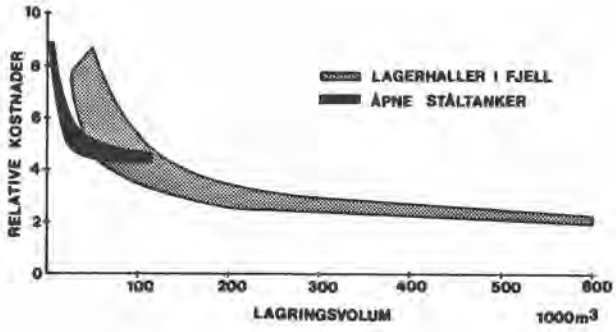
Terminalen vil fungere som et bufferlager for stabilisert råolje fra Osebergfeltet. Det skal ikke installeres noen form for anlegg for foredling av olje.



Figur 4 Terminalen

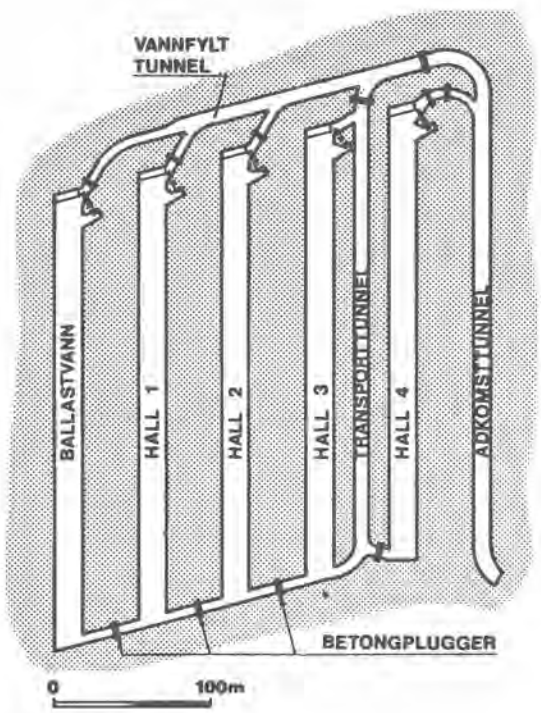
3 LAGRINGSVOLUM

Det nødvendige lagringsvolum for terminalen er 500.000 m3 råolje. I utgangspunktet kunne volumet etableres ved store ståltanker i dagen eller ved haller i fjellet. Viktige faktorer som bygge- og driftskostnader, sikkerhet og arealbruk viste at haller i fjellet er den gunstigste lagringsmetoden.



Figur 5 Relative kostnader for store ståltanker og lagerhaller i fjell

Fire fjellhaller, hver med 19 meter spennvidde, 33 meter høyde og 314 meter lengde, dekker behovet til lagringsvolum, vannseng og et 25% gassvolum over oljen. En femte hall med samme dimensjoner bygges også for å kunne ta i mot ballastvann fra tankbåter. Denne kan enkelt gjøres om til en lagerhall, om det en gang i fremtiden ikke lenger er behov for å ta imot ballastvann fra tankbåter. Lagerhallene atskilles som driftsmessig uavhengige lagerenheter ved hjelp av massive betongplugger.

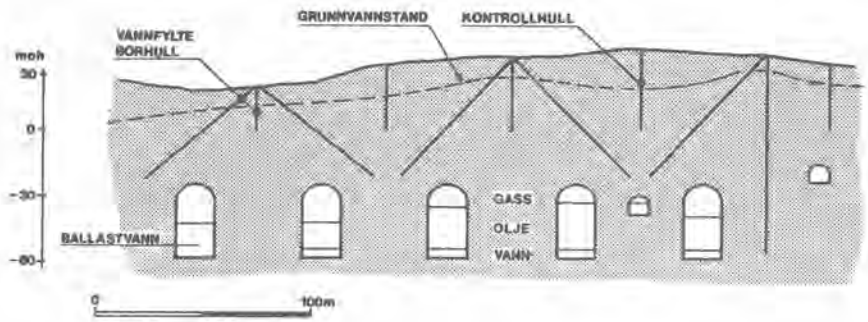


Figur 6 Plan av lagerhaller

4. LAGRINGSMETODE

Olje skal lagres i hallene flytende på en fast vannseng med ca. 0,75 meter dybde. Lagringen vil foregå etter et såkalt "lukket" system, det vil si at gassmengden over råoljen har ingen kommunikasjon med atmosfæren, i motsetning til et "åpent" system.
Gasstrykket i hallene vil derfor variere med oljenivået i hallene. Ved fulle haller vil gasstrykket i hallene kunne bli 2,5 bar absolutt trykk (dvs. 1,5 atmosfære overtrykk) og i tomme haller ned mot 0,5 absolutt (dvs. 0,5 atmosfære vakuum). Gassen over råoljen vil være mettet med flyktige bestanddeler fra råoljen, som metan, etan, osv. Ved et "lukket" system vil denne gassen bare komprimeres og dermed forbli i hallene. I et "åpent" system vil slike hydrokarbongasser slippes ut ved innfylling av olje og må eventuelt brennes av.

En meget stor fordel med et "lukket" system er at produkttap unngås. Flammetårn for avbrenning av gass, som ville båndlagt et stort areal, er ikke nødvendig. Et permanent system for å erstatte utpumpet oljevolum fra hallene med ikke brennbar gass kan også sløyfes.
Ved å plassere hallene godt under grunnvannstanden sikres at all lekkasje vil være vann inn i hallene, og ikke olje ut i fjellet. For å holde gassen over oljen lukket inne, må vanntrykket i fjellet være høyere enn gasstrykket, og alle sprekker og porer må være vannmettet. Som sikkerhetsmargin krever Direktoratet for Brann- og Eksplosjonsvern et hydrostatisk poretrykk i fjellet minst 2,0 bar over maksimalt innvendig gasstrykk. Med 1,5 bar overtrykk ved fullt anlegg kreves m.a.o. et poretrykk i taket på minst 3,5 bar, tilsvarende 35 m vanntrykk.

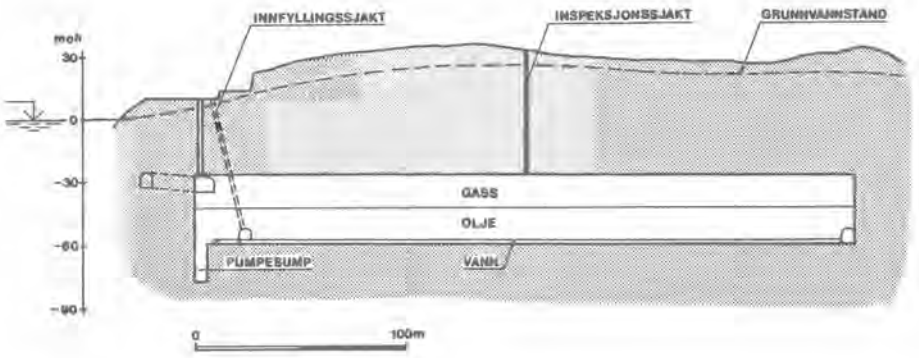


Figur 7 Tverrsnitt av berghaller med vanninnfiltrasjonssystem

5 LAGERHALLENE

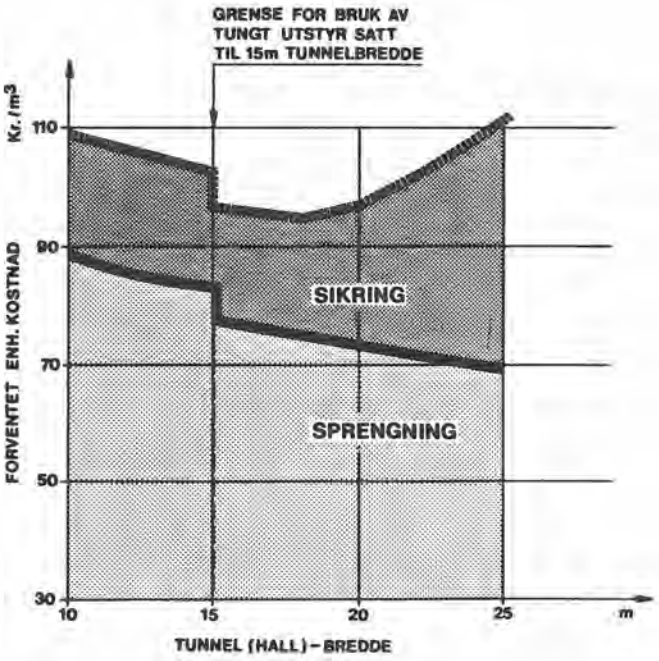
Berggrunnen består av moderat til middels oppsprukket gneis. Opplysninger om berggrunnen ble hentet inn ved kartlegging, kjerneboring og ved spesielle pumpeforsøk for permeabilitets-testing. Hallenes lengdeakse er gitt en orientering i forhold til oppsprekkingene som er antatt å gi best mulig stabilitet i forhold til foliasjon og sprekkesystem. Dette valget innebærer at deler av service-tunnelene får en ugunstig orientering.

I lengderetning er hallene plassert mellom naturlige avgrensinger i terrenget. I den ene enden er begrensningen manglende overdekning, og i den andre enden en kraftig sleppesone. Avstanden mellom disse begrensingene er nyttet fullt ut, noe som har gitt lengden på hver hall lik 314 meter.

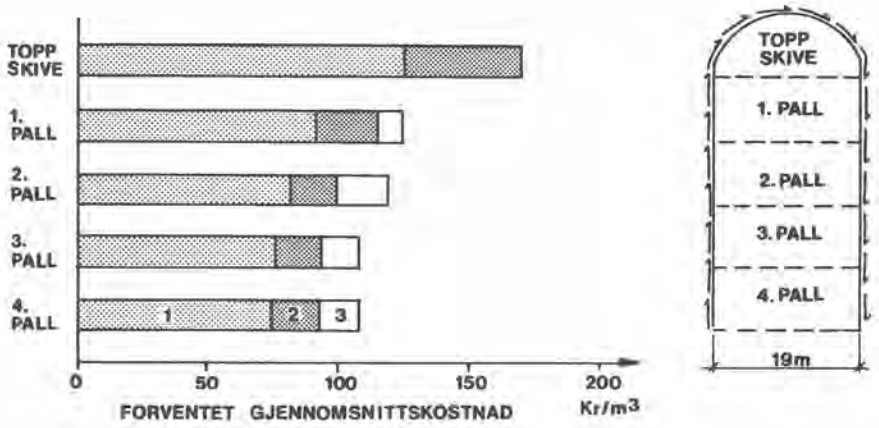


Figur 8 Lengdesnitt av lagerhall

En optimalisering av dimensjoner i forprosjektfasen ga som resultat at en med de forventede sikrings- og sprengningskostnader ville oppnå lavest lagringskostnad med hallbredde i området 18-20 meter og høyde 32-34 meter. De valgte dimensjoner er henholdsvis 19 og 33 meter.



Figur 9 Sprengnings- og sikringskostnader som funksjon av spennvidde



Figur 10 Sprengning-, sikrings- og pumpekostnader som funksjon av halldybde
1. Sprengning
2. Sikring
3. Kapitaliserte pumpekostnader

Avstanden mellom hver hall er 39 meter. Avstanden er valgt så stor for å unngå høye spenninger/deformasjoner som vil virke inn på stabiliteten til langveggene i hallene. Det er også satt restriksjoner på tillatte rystelser i nabobergrom ved driving, for å redusere muligheten for nedfall. Kravet er satt til maks. svingehastighet v = 200 mm/sek.

Ved plassering av atkomsttunnelen er det tatt hensyn til at den senere, ved eventuelle utvidelser, skal kunne benyttes selv om anlegget er i drift.

Atkomsttunnelen har et tverrsnitt på 75 m2 og en bredde på 10 meter. Grentunneler til hver hall har tverrsnitt på 41 m2 og en bredde på 6 meter. Tverrsnittene er teoretiske, regnet over senterlinje i ferdig veibane. Dimensjonene er valgt ut fra et driftsmessig behov i byggefasen, og de har ikke noen betydning for den permanente drift av terminalen.

Anbudet ga mulighet for anbyderene til å gi pris på et eget alternativ for drivemåte og tunnelsystem. Selmer-Furuholmens alternative løsning ble bedømt til å være gunstig driftsmessig og økonomisk. Metoden var uten de opprinnelig planlagte innvendige rampene, men hadde en tunnel mellom to av hallene fra takskivenivå og ned til bunn-nivå. Norsk Hydro har valgt å beholde den opprinnelige halllengden på 315 meter. Det at innvendige ramper er sløyfet og at transporttunnelen skal kobles til en av hallene har ført til en økning av lagringsvolumet fra opprinnelige 500.000 m3 til omlag 555.000 m3.

Alle tunneler i anlegget skal stenges ved massive betongplugger, som også skal prosjekteres av entreprenøren. I driftsfasen vil derfor eneste kommunikasjonsvei til hallene være via borede sjakter. Det er planlagt å bore i alt ni sjakter til hver hall, - en midt på, og åtte i østenden, til følgende formål:

Instrumentsjakter:		1 stk. Ø2100 mm
		2 stk. Ø 600 mm
Olje, ut	:	4 stk. Ø2100 mm, herav 1 reserve
Lekkasjevann, ut	:	1 stk. Ø2100 mm
Olje, inn	:	1 stk. Ø1000 mm

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. Herfra skal oljerøret føres til motsatt ende av hallen og inn i en energidreper.

Under sjaktene i hallens østende skal det sprenges ut en 15 meter dyp pumpesump, med bredde 15 meter og lengde 5 meter. Langs kanten av hver sump skal det støpes en terskel for å holde et konstant vannspeil i vannsenga. Pumpesumpen vil i tillegg til å være utpumpingssump for olje også være oppsamlings- og utpumpingssump for alt lekkasjevann. Lekkasjevannet går til et renseanlegg på terminalområdet før det renset slippes ut i sjøen på dypt vann. Utslippet vil inneholde minimalt med hydrokarboner.

6 VANNINFILTRASJON

Gasslekkasjer vil oppstå hvis det ikke er tilstrekkelig overdekning med vannmettet fjell over hallene. Ved å sikre at grunnvannstanden opprettholdes på et bestemt nivå, kan dybdebeliggenheten av hallene under terrengoverflaten optimaliseres.

Med et krav på 35 m poretrykk i taket og hengen plassert på kote -25, kreves det at grunnvannstanden vedlikeholdes på kote +10 eller høyere.

Å unngå/redusere senking av grunnvannstanden i byggeperioden for hallene er meget viktig. Det viser seg at hvis vannet først har vært drenert ut, er det vanskelig etterpå å vannmette luftfylte slepper, spesielt de tynneste. Disse luftlommene i fjellmassivet resulterer i et lavere grunnvannstrykk lokalt, noe som igjen øker muligheten for at gasslekkasjer kan oppstå. En slik lekkasje vil være meget vanskelig å stanse dvs. tette i etterhånd.

Det er to hovedtyper kunstig infiltrasjon:
- høytliggende vannfylte tunneler med borende hull fra disse,
- eller hull boret fra overflaten, trykksatt fra et rørsystem på overflaten.

På Sture er det valgt et system med lange, vannfylte hull boret fra overflaten. Hullene er boret systematisk med fast senteravstand på 11 meter, som en paraply over hallene og i vertikale skjermer rundt dem. Minste avstand til haller eller tunneler er 15 meter.
Etter boring vanntapsmåles hvert borhull for å kontrollere lekkasjeforholdene. Hull som viser stor lekkasje injiseres med sement og et nytt hull bores deretter opp igjen ved siden av det injiserte. For å hindre lekkasje ut i dagfjellet og terrenget, støpes det foringsrør i øvre del av hvert hull.

Det var to viktige årsaker til at dette systemet ble valgt. Den ene var at det ble kalkulert til å være det økonomisk rimeligste. Den andre var at det pga. tidsplanen trolig var eneste mulighet for å få satt på et kunstig vanntrykk i fjellmassivet i rimelig avstand foran stuffen. Ut fra slepperetninger, dybde under terreng og avstand til borhull fant man at en trykksetting med vann minimum 50 meter foran hver stuff før sprengning var nødvendig. Dette skal sikre at vanngardin-systemet fungerer i drivefasen dersom vannlekkasjer oppstår under sonderboring, salveboring eller ved salveskyting.

Grunnvannspeilet kontrolleres ved ukentlige registreringer av vannspeil i et femtitalls kontrollhull. Ti av hullene er etablert en tid før anleggsstart og noen er utenfor området som blir berørt av hallene. Dette er for å ha referanser fra området før utbygging, og i uberørt område.

7 LEKKASJEVANN

En viktig faktor i et øysamfunn er ferskvann. Også i Øygarden kommune er det begrenset vanntilførsel. For å bedre situasjonen var det nødvendig at Norsk Hydro bygget en pumpestasjon og et vanntårn, med volum 1.800 m3.

Tilgjengelig ferskvann for vanninfiltrasjonssystemet er 600 m3/døgn. Sammen med kostnadene for å pumpe ut og rense lekkasjevann fra hallene har dette gitt kriteriet til maksimal tillatt lekkasje ved ferdig anlegg på 50 liter/min. for hver hall med tilhørende tunnelsystem, totalt 300 liter/min. For å holde dette kravet, er det meget viktig at alle lekkasjer som registreres under driving injiseres. Det er derfor lagt opp til et system med systematisk sonderboring foran stuff. Kriteriet for når injeksjon av lekkasjer er nødvendig, er valgt til 2 liter/min. pr. sonderhull og til 4 og 6 liter/min. totalt for hele stuffen i henholdsvis tunneler og haller. I tunneler bores 3 sonderhull og i takskiven i hallene bores 5 hull. Ved registrering av lekkasjer mindre enn injeksjonskriteriet utvides omfanget av sonderboring for om mulig å lokalisere en eventuelt større lekkasje.

Ved lekkasjer kontrolleres vanntrykket, for å sjekke om det eventuelt er direkte forbindelse til grunnvannskontrollsystemet. For å redusere muligheten for å tette dette systemet, er det viktig at man injiserer små kvanta masse fra tunneler og haller.

8 SIKKERHET

Byggefasen:

I Norsk Hydro er krav til sikkerhet høyt prioritert. Som en del av kontrakten har Selmer-Furuholmen, i tillegg til egen sikkerhetshåndbok, blitt pålagt å utarbeide en overordnet sikkerhetsplan for anleggstiden på hele terminalen, i kraft av sin rolle som hovedbedrift iht. Arbeidsmiljøloven.
For fjellanlegget er det fra Norsk Hydros side lagt opp til å få en åpen dialog med Arbeidstilsynet når det gjelder sikkerhet og arbeidsmiljø. Ansvar for driftssikring ligger, som normalt, på entreprenøren i samråd med byggherren.

Operasjonsfase:

For hallene er det lagt opp til et permanent sikringssystem som skal hindre større nedfall i anleggets levetid, som er satt til 40 år. For hengen i hallene er det lagt opp til systematisk sikring med sprøytebetong og innstøpte bolter, for pumpesump og hallveggene i nærheten er det i tillegg forankringsstag og nettarmering/armeringsbånd. Tilleggssikring utover dette blir vurdert på stedet.

I de tunnelene som ikke skal fungere som adkomst i en eventuell utvidelse, er det ikke satt krav til sikring mot nedfall i driftfasen. All permanent sikring her vurderes spesielt.

9. KONTRAKTEN

Kontrakten inngår i en større "off shore" utbygging og er derfor lagt opp noe annerledes enn tradisjonelle kontrakter for norske fjellanlegg. Kravet til entreprenøren når det gjelder kvalitetsikring og dokumentasjon er derfor mer omfattende enn vanlig.

OLJELAGER I FJELL PÅ MONGSTAD

CRUDE OIL CAVERNS AT MONGSTAD, NORWAY

Sivilingeniør Nils Høsøien, ASTRUP HØYER A/S

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver filosofien bak og bygging av 6 stk. fjellhaller (lagringsvolum 1.300.000 m^3) til lagring av råolje på Mongstad i Nordhordland.

Fra et prosjekteringssynspunkt var hovedutfordringen å finne en løsning som muliggjorde opprettholdelse av grunnvannsstanden under både anleggs- og driftsperioden og samtidig ivaretok kort anleggstid (fra mars 1985 til januar 1988).
Et vanngardinsystem ble boret fra dagen.

I kostnadssammenheng var det viktig å redusere forholdet mellom totalt utsprengt fjellvolum og lagringsvolum (1,39).

Den største utfordringen som byggende entreprenør lå i den korte anleggstiden. Nødvendig steinproduksjon lå maksimalt på 50 - 60.000 fm^3 pr. uke.

SUMMARY

The article describes the philosophy behind and the construction of six crude oil caverns (storage volum 1.300.000 m^3) situated at Mongstad in the western part of Norway.

From an engineering point of view the main challenge was not unstable rock, but to take care of the ground water during construction and at the same time enable a short construction period (from March 1985 to end of January 1988).
A water curtain system drilled from above ground was established.

To minimize costs another important engineering matter was to make a lay-out with low Ratio between total excavated rock volum and storage volum (Ratio achieved 1,39).

From a construction point of view the main challenge was the short construction period. Maximum rock production necessary, is aproximately 60.000 asm^3/week.

1. INNLEDNING

På Mongstad i Nordhordland bygger STATOIL 6 stk. fjellhaller for lagring av råolje.
Samlet lagringsvolum er 1.300.000 m^3.

Hovedentreprenør for bygge- og anleggsmessige arbeider er ASTRUP HØYER A/S som også er ansvarlig for detaljprosjektering av tilsvarende arbeider.

Fra Råoljekaien blir råoljen pumpet gjennom en 2 km lang rørledning ned i hallene.
Rør, pumper, instrumenter etc. blir ført fra dagen og ned til hvert enkelt fjellrom gjennom en 47,6 m^2, betongfylt sjakt.

To nedsenkbare pumper i hver hall, (kapasitet 2 x 5000 m^3/h) skal pumpe råoljen tilbake til råoljekaien for utskipning.

For ASTRUP HØYER A/S (som entreprenør) har tiden vært den største utfordringen.

2. GELOGI

Mongstad-området tilhører "Bergens-buene" og består for det meste av ulike gneiser med vekslende lyse og mørke partier. Fjellforholdene er generelt meget gode.

Foliasjonen har i hovedsak strøk ca. N 160g og fall 45 - 60° SW.

Opp til 1 m tykke lag av pegmalitter og amfibolitter opptrer stedvis. Noen knusningssoner inneholder mindre mengder svelleire.

Borbarhet (DRI) er for gneisene gjennomsnittlig 47.

3. UTFORMING AV ANLEGGET

3.1 Generelt

Perspektivskisser vist i fig. 31 inkluderer totalt

- 2.840 m, 565,5 m^2 bergrom
- 2.010 m, 47 m^2 tunneler
- 360 m, 72 m^2
- 200 m, 48 m^2 vertikale sjakter.

Fra dagen (kt. + 15 til + 20) blir rør, pumper og instrumenter etc. ført ned til bergrommene gjennom betongfylte vertikale sjakter (47,6 m^2)

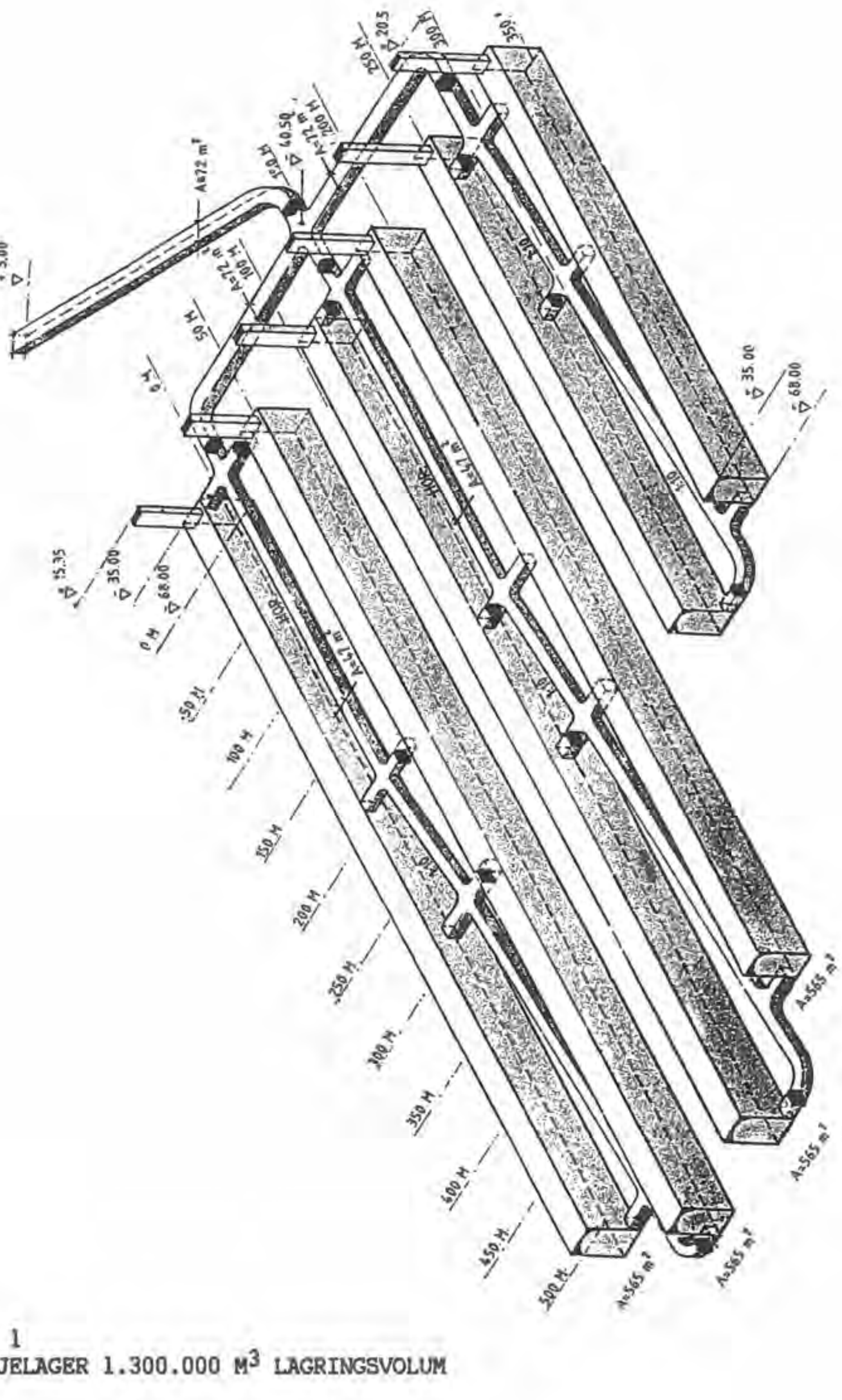


Fig. 1
RÅOLJELAGER 1.300.000 M^3 LAGRINGSVOLUM

Råoljen føres videre inn til enden av fjellrommet (motsatt side av pumpegropen) gjennom 1 stk. Ø 1200 mm betongledning i bunnen av hallen (bunn hall på kt. - 68).

I den 13,5 m dype pumpesumpen (bunn pumpegrop kt. - 81,5) skal det installeres 2 stk. nedsenkbare oljepumper, hver med en kapasitet 5.000 m^3/h.

Råoljen blir pumpet gjennom en 2 km lang rørledning tilbake til råoljekaien. Mindre mengder vil også gå til Mongstad- raffineriet.

I bergrommene vil oljen hvile på en "vannseng" på kt. - 67,5. (hengen i bergrommene er på kt. - 35, maks. oljenivå kt. - 43).

3.2 Hovedprinsipper

Hovedprinsippene bak den valgte utformingen av anlegget er:

A. A opprettholde tilstrekkelig grunnvannsstand gjennom både anleggs- og driftsfase.

B. Få minst mulig forholdstall mellom totalt utsprengt fjellvolum og lagringsvolum.

C. Samtidig kunne sprenge på så mange stuffer som mulig for å få kortest mulig anleggsperiode.

A. For å kunne opprettholde grunnvannet gjennom både anleggs- og driftsperioden syntes et vanngardinsystem å være nødvendig.

To hovedprinsipper ble diskutert:

a) et system boret fra dagen

b) et system boret fra tunneler over eller ved siden av hallene.

Både på gunn av:

- lave kostnader
- mulig å etablere systemet før sprengning og uten at dette hindrer fremdriften
- teknisk kvalitet

, ble et vanngardinsystem boret fra dagen valgt (se kap. 4).

B. På valgt løsning er forholdet mellom totalt utsprengt fjellvolum og lagringsvolum 1,39.

Totalt utsprengt volum av de 6 hallene samt mellom- tunnelene, 1.690.000 fm^3, inkluderer 390.000 m^3 volum gass på toppen av råoljen. (Gasstrykk er 2,5 bara).

Mellomtunnelene inngår også i lagringsvolumet.

"Tvilling-hallene" er adskilt med betongplugger (fig. 1).

C. Særlig under utsprengning av takskivene og liggerpallen må mange aktiviteter (fjellsprengning, sikringsarbeider, injeksjon etc.). gjøres samtidig.

Ett nivå skal være ferdig sikret før sprengning av neste, dvs. takskivene skal være ferdig permanentsikret før sprengning av liggerpallen kan starte.
Det er derfor viktig å kunne abeide på så mange stuffer som mulig samtidig.

3.3 Tverrsnitt

Tverrsnitt av fjellrommene er vist i fig. 5.

Hovedadkomstene er 10 m brede, 7,5 m høye, tilsvarende 72 m^2.
Tverrsnittet er valgt for å tillate fri møting med 32 tonns trucker.
Dimensjonerende trafikkbelastning var 2 - 3 kjøretøyer i minuttet.

Tunnelene mellom hallene er 7 m brede og 7 m høye (149 m^2). Dette nødvendiggjør nisjer for møting.
På bakgrunn av at disse vil inngå i lagringsvolumet, burde disse også vært brede nok til å muliggjøre møting uten nisjer.
Dimensjonerende trafikkbelastning var 1 - 1,5 et kjøretøy i minuttet.

Lagringshallene er 18 m brede og 33 m høye (pilhøyde 0,31), totalt 565,5 m^2.
Bredden ble valgt på bakgrunn av fjellkvaliteten. Denne kunne trolig vært 20 - 21 m uten økning i sikringsvolumet.
(Økt spennvidde kombinert med noe mindre krav til fjelloverdekning ville redusert pumpehøyde og anleggskostnader).

Økes hall-høyden ut over ca. 33 m vil trolig både sprengnings- og sikringskostnadene øke.

4. GRUNNVANN - VEDLIKEHOLD

4.0 Generelt

Hovedoppgavene til grunnvannet over og rundt lagringshallene er:

- motstå trykket fra gassen over råolja (2,5 bara) for å hindre gass-lekkasje fra rommene,
- sikre lekkasje av vann inn i bergrommene for å hindre råolje å lekke ut.

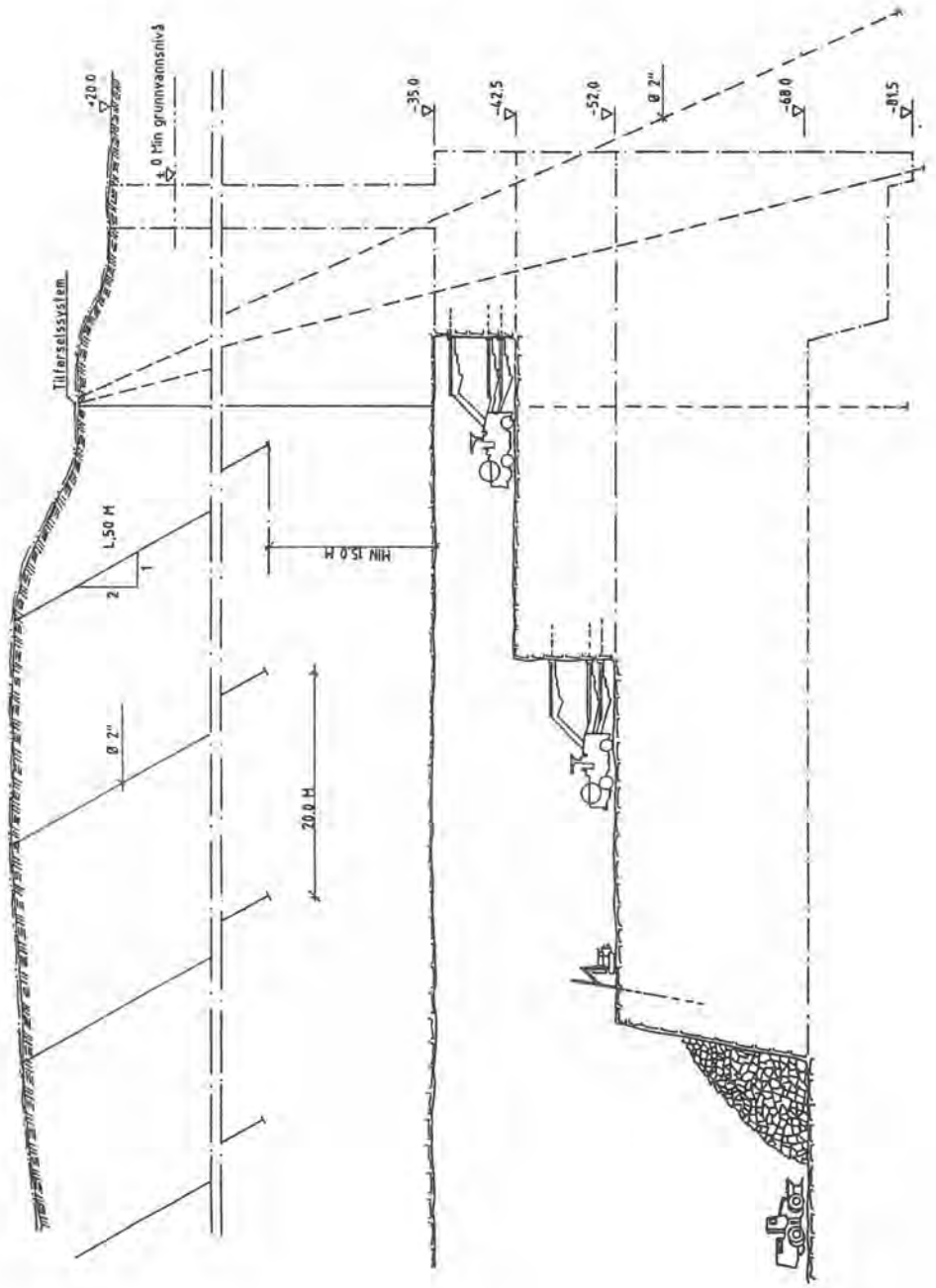


Fig. 2
PRINSIPP FOR VANNGARDIN

Minste grunnvannsstand, under både anleggs- og driftsperiode er satt til kt $\pm$ 0.

For å sikre nødvendig grunnvannsstand ble følgende tiltak satt i verk:

a) Et vanngardinsystem boret fra dagen.

b) Prøveboring fra stuff i alle tunneler og takskiver.

c) Alle lekkasjer > 2,0 l/min. fra 30 m lange sonderhull (Ø 2") i tunneler og takskiver ble injisert.

4.1 Vanngardinsystemet

Fig. 2 viser i prinsipp hvordan vanngardinsystemet fungerer.

Systemet forbruker 15 - 20 m^3 vann pr. time ved 6 - 7 kp/cm^2 trykk.

Erfaringene med vanngardinsystemet så langt er meget gode.
Mengden av injeksjon ville trolig kunne vært redusert om effekten av vanngardinsystemet hadde vært kjent.

Vanngardinsystemet skal også være i funksjon i driftsfasen.

4.2 Prøveboring

Bormønster og nødvendig overlapp for sonderboring i tunneler og takskiver er vist i fig. 3.

Systematisk sonderboring ble gjennomført for å avdekke:

a) vannlekkasjer, slik at forinjeksjon kunne gjennomføres (lekkasjer > 2,0 l/min.).

b) svakhetssoner som kunne forårsake stabilitetsproblemer.

På liggerpallen ble bare enkelte partier sonderboret.

Ned i vegghullene på alle stenderpaller ble satt mansjetter for å måle evnt. lekkasje ut av hullene.

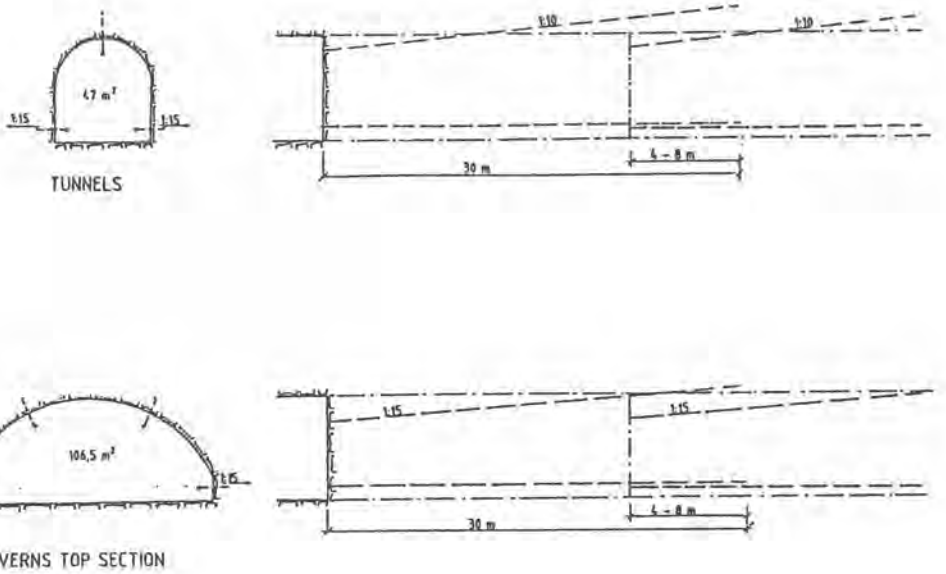


Fig. 3
SONDERBORING

4.3 Injeksjon

Ca. 10% av takskivene ble forinjisert. De samme partiene i liggerpallen ble forinjisert fra sålen på takskiva før sprengning.

I stenderpallen er bare noen ytterst få partier forinjisert (kfr. lekkasjemålingene).

Noe etterinjeksjon (med relativt godt resultat) er utført på takskivene.

Forinjeksjon ble for det aller meste utført med vanlig rapid-cement. Anvendt injeksjonstrykk var 35 - 55 bar.

5. DRIVEMETODER

5.0 Generelt

All fjellsprengning er utført med tradisjonelt anleggsutstyr.

Fig. 4. viser sprengning av hallene delt i 3 steg, dvs. takskive, liggerpall og stenderpall.

5.1 Tunneler og fjellrom

5.1.1 Boring

Boring for sprengning av takskiver og liggerpaller ble utført med 3 stk. Atlas Copco - Promec TH 170 borerigger, hver med 3 stk. COP 1238 LP boremaskiner.
Boret lengde: 4.3 m med diameter 45 mm.
Kapasitet: 150 - 200 bm/time.

En fjerde og femte borerigg ble brukt til henholdsvis bolting og sonder-/injeksjonsboring.

5.1.2 Lading

3 stk. separate laderigger med ANFO-apparat ble brukt til lading av takskiver og liggerpaller.

På stenderpallene ble ANFO-ladeutstyret påmontert traktortilhengere.

5.1.3 Lasting, transport

I hovedadkomster (72 m^2) og fjellhallene ble lasting utført med 3 stk. CAT 988B hjullastere samt 1 stk. Brøyt X50 el.

Til transport ble brukt opp til 20 stk. Kockum 442 B/C.

Lastekapasitet CAT 988B varierer, særlig avhengig av røysa fra 150 - 200 fm^3/h. Ved tvillinglasting, dvs. Brøyt X50 el og CAT 988B som laster samtidig i samme truck, var maksimum kapasitet oppnådd over ett skift, 300 - 310 fm^3/h.

Til mellomtunnelene (47 m^2) ble CAT 980C og lastebiler anvendt.

5.1.4 Rensk

Til grovrensk i både tunneler og bergrom ble Akermann H10 på hjul påmontert skuffe med rivetann brukt.

Ordinær rensk fra korg ble utført før boring.

5.1.5 Sikringsarbeider

Til setting av innstøpte bolter ble anvendt en spesiell rigg påmontert mono-pumpe.
Kapasitet 15 - 25 bolter/time (4 m).

All sprøyting ble utført som våtsprøyting med rigg fra ROBOCON A/S.

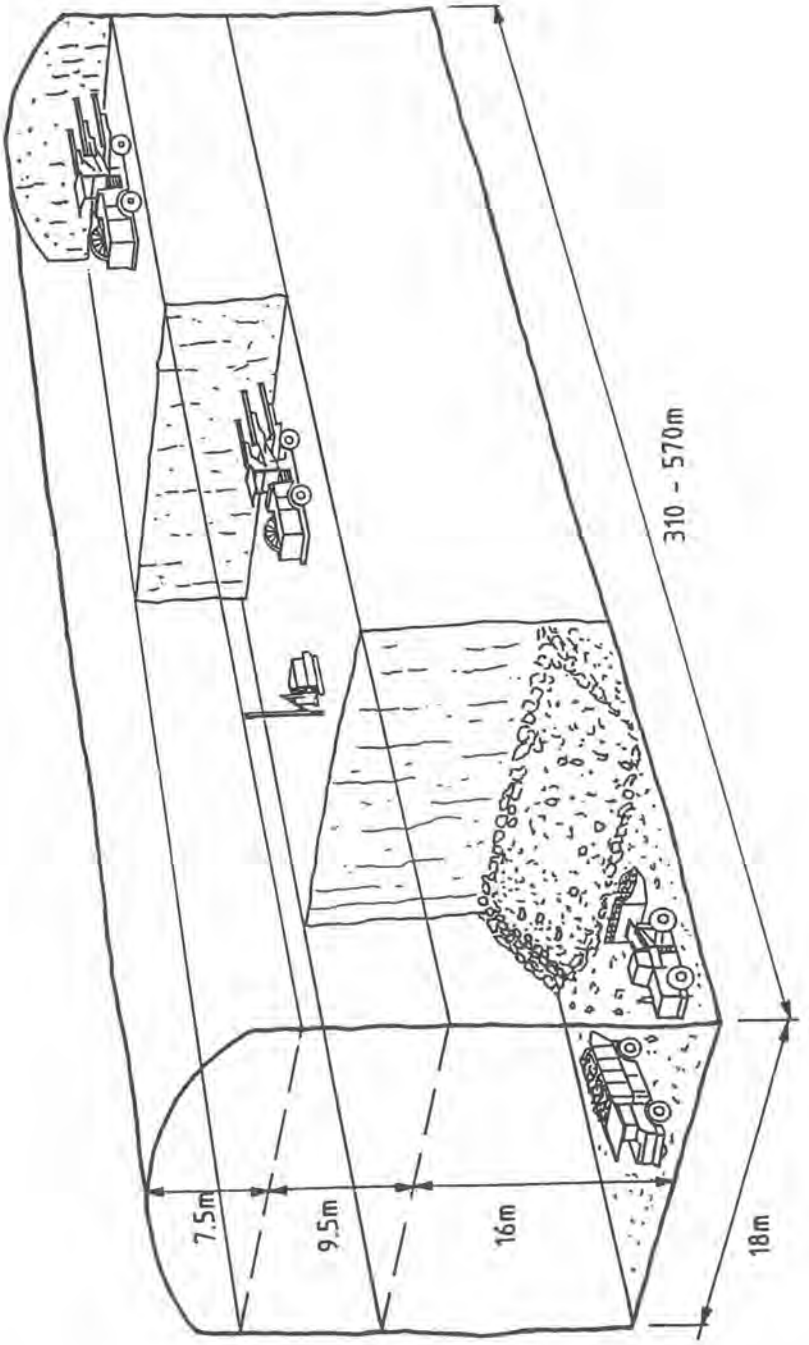


Fig. 4
FJELLUTTAK - DRIVEMETODER

5.2. Sjakter

Fig. 5. viser prinsippet for sprengning av de vertikale sjaktene (47,6 m^2) i fire steg.

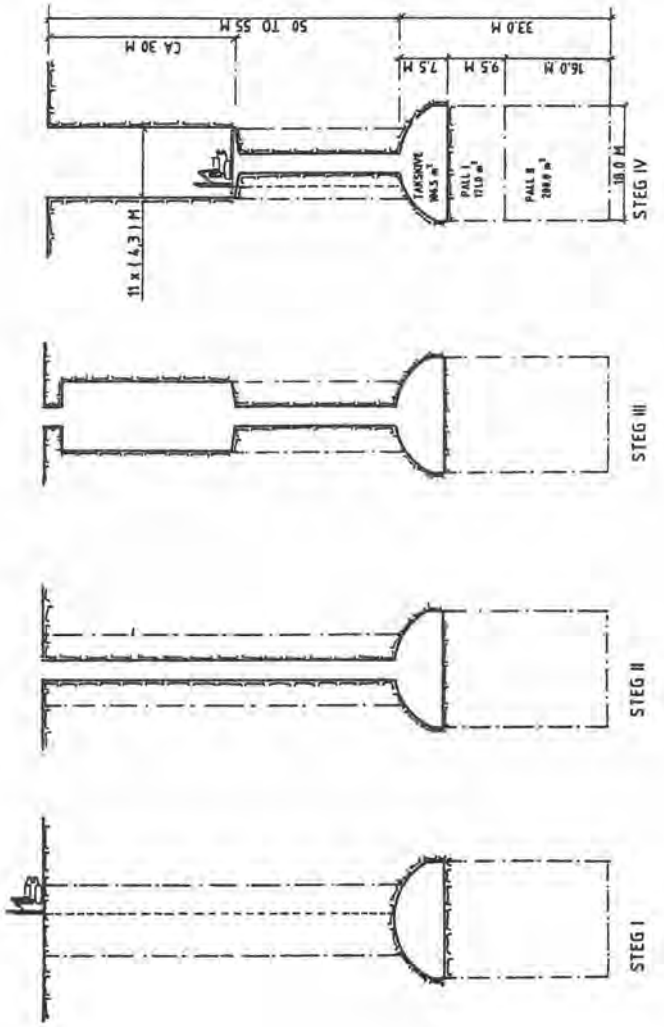


Fig. 5
SPRENGNING SJAKTER

5.3 Spesifikk boring og lading

Spesifikk boring og lading er gitt i følgende tabell.

	Tverr-snitt	Borhull diameter	Spesifikk boring	Spesifikk lading
Adkomsttunnel	72 m^2	45 mm	1,36	1,41
Tunneler mellom hallene	47 m^2	"	1,57	1,61
Takskiver	106,5 m^2	"	1,0	1,15
Liggerpall	171 m^2	"	0,44	0,55
Stenderpall	288 m^2	2'	0,3	0,47

5.4 Bemanning

Mannskapskurve er gitt i fig 6.

6. TIDPLAN

6.0 Generelt

Tiden var største utfordring ASTRUP HØYER A/S som entreprenører stod overfor ved bygging av Råoljeterminalen.

6.1 Tidplan

Fig 6. viser tidplan for terminalen.

For å muliggjøre en meget kort anleggsperiode var det nødvendig med høy produksjon.

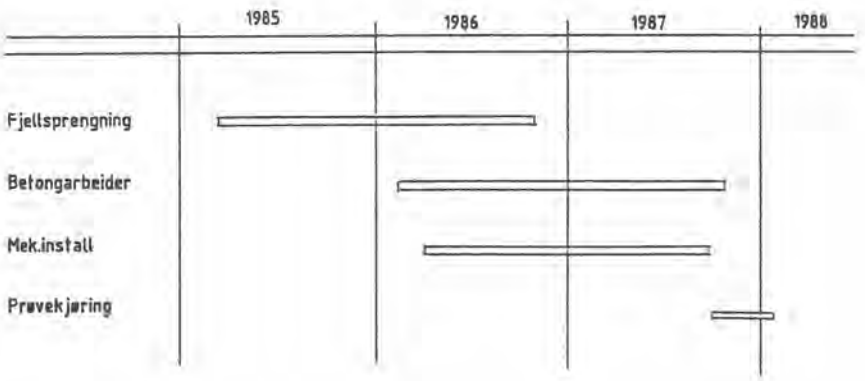


Fig. 6
TIDPLAN

I fig. 7. er vist steinproduksjonkurven knyttet til bemanning. Maksimum produksjon var 50 - 60.000 fm^3 pr. uke, dvs. ca. 6.000 kockum-lass.

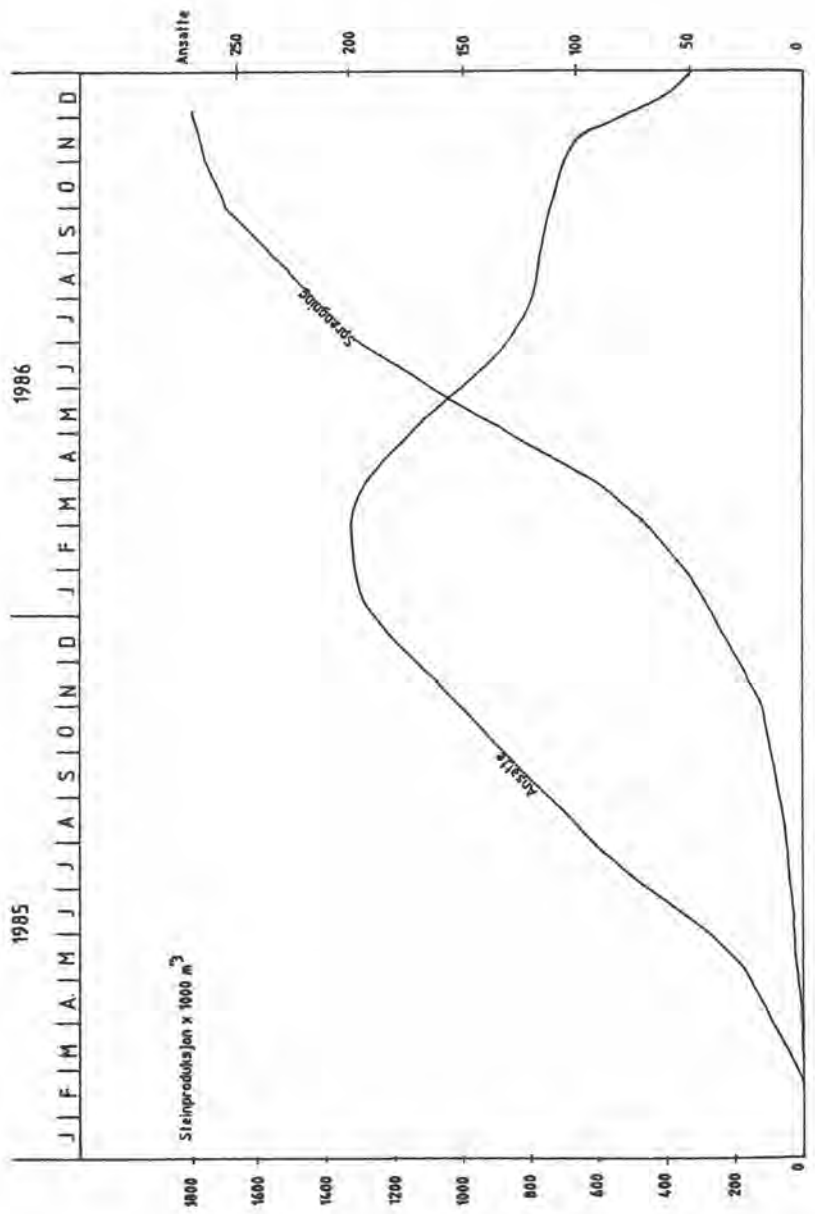


Fig. 7
STEINPRODUKSJON OG ANTALL ANSATTE

7. VENTILASJON

Ventilasjon av store bergrom er vanskelig.

Under driving av takskivene (vinterstid) var ventilasjons- problemene i hovedsak knyttet til styring av luft. Driving av paller på sommerstid medfører helt andre ventilasjonsproblemer.

Fra og med sprengning av liggerpallen ble sjaktene tatt i bruk til utlufting av fjellrommene.

Luft ble blåst inn gjennom 6 stk. Ø 1,4 mm duker ved hjelp av 6 stk. vifter, tilsammen ca. 13 - 15000 m^3/min.

Hyppige ventilasjonsproblemer i slutten av juli 86, medførte at sugevifter (kap. ca. 3000 m^3/min.) ble montert i hver sjakt. I tillegg ble åpninger mellom hallene lukket igjen for å styre luftstrømmene bedre.
Dette gav ikke tilsiktet forbedring.

Overordnet luftstrømninger skapt av viftene i sjaktene, syntes termiske krefter å være. En typisk "likevektssituasjon" er vist i fig. 8.

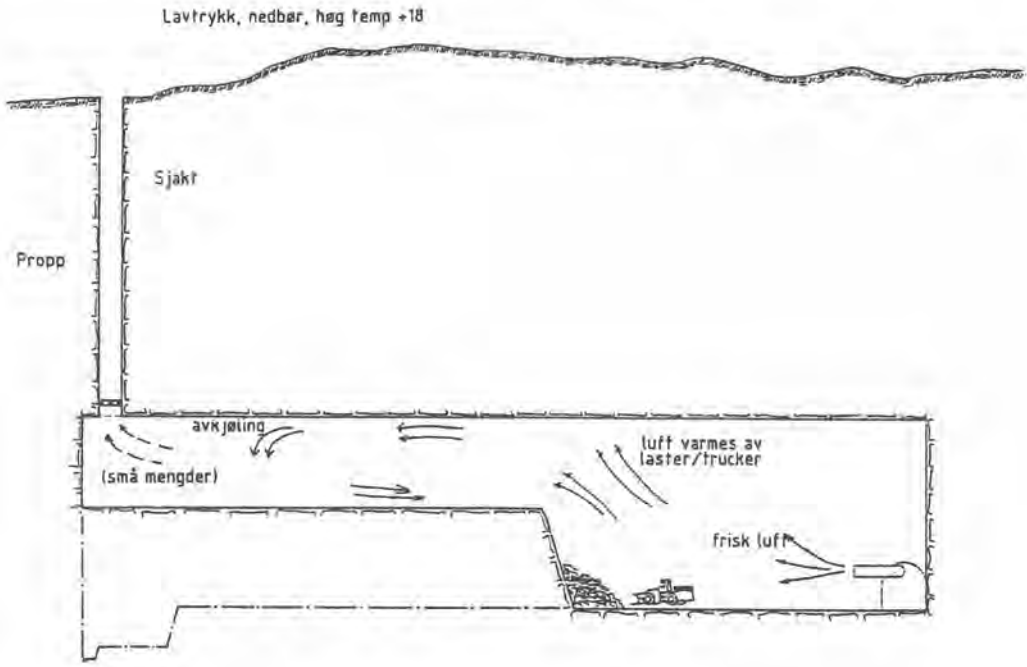


Fig. 8
"LIKEVEKT" LUFTSTRØM I HALL

For å bringe luftstrømmene ut av likevekt ble det plassert vifter på pallene. Dette syntes å ha bra effekt.

Etter en enorm fokusering på luftkvalitet ble hyppige målinger foretatt.

Ettervirkninger av perioder med dårlig luft-kvalitet kunne bli at folk nektet å jobbe ved konsentrasjoner på 1,0 ppm NO_2.
Alt dette rettet betraktelig på seg ved økt informasjon angående hva som var farlig etc.

Det syntes som om det er nødvendig med betraktelig økning i kunnskapsnivå blant alle ledd, dvs. både prosjekteringsutførelse (ledelse og arbeidere).

8. KONTRAKTSFORM

Bortsett fra sikringsarbeider har ASTRUP HØYER A/S gitt fast pris på alle bygningsmessige arbeider.
Nytt for denne kontrakten er også at ASTRUP HØYER A/S har hatt ansvaret for detaljprosjektering av alle bygningsmessige arbeider.

Våre erfaringer med bygging av terminaler tilsier at det bør ligge store besparelser for både byggherre og entreprenør ved å gi en pris på et ferdig produkt basert på funksjonskrav.
Dette vil stille større krav til både faglig dyktighet hos entreprenører og samarbeide/tillit mellom byggherre og entreprenør.

STATOIL som byggherre på Mongstad har vist at et slikt samarbeide er fullt mulig.

GASSKRAFTVERK I FJELL

UNDERGROUND GAS POWER PLANT

Dr.ing. Alf Thidemann, Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk

SAMMENDRAG

Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk (NTE) har i samarbeide med Kværner Brug A/S og SINTEF, Avdeling for bergteknikk, utarbeidet et prosjekt kalt "Gasskraftverk i Ytre Namdal". Det konkluderes med at det teknisk sett er fullt mulig å bygge et slikt kraftverk med tilhørende gasslager i fjell. Gasskraftverk i fjell har aldri tidligere vært planlagt, og prosjektet har derfor stilt større krav til bearbeidelse og detaljplanlegging enn det som vanligvis er nødvendig. Det er funnet meget tilfredsstillende løsninger på spesielle problemer knyttet til slike anlegg.

Et stort kombinert damp- og gasskraftverk i Ytre Namdal basert på gass fra Haltenbanken kan prismessig konkurrere med ny vannkraft såfremt det ikke må betales mer enn 60 øre pr. standard kubikkmeter for gassen.

SUMMARY

Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk - NTE (Nord-Trøndelag Electricity Board) has together with Kværner Brug A/S and SINTEF, Avdeling for bergteknikk (Division of Rock and Mineral Engineering) completed a study called "Gasskraftverk i Ytre Namdal" ("Gas Fueled Combined Cycle Power Plant in Ytre Namdal"). The conclusion of the study is that it is technically feasible to build such a power station, including gas storage caverns in rock. A gas fueled combined cycle power plant has never before been constructed in rock, and the study has therefore paid more attention to detail design and planning than would normally be considered necessary. The study has produced very satisfactory solutions to all of the spescial problems related to such a power plant.

A large combined cycle power plant in Ytre Namdal, based upon fuel gas from Haltenbanken, can compete in price with new hydro-power plants if the price of gas is no more than 60 øre per standard cubicmeter.

INNLEDNING

Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk (NTE) avsluttet en studie av gasskraftverk i fjell i februar 1986.

Målsettingen var å utarbeide en forstudie om teknisk og økonomisk gjennomførbarhet av et kombinert damp- og gasskraftverk i fjell. Det ble søkt etter planløsninger som var fleksible med hensyn til lokalisering og installasjon. Gasskraftverk i fjell var ikke planlagt tidligere. Det var imidlertid fristende å bygge på vannkraftutbyggerens erfaringer fra fjellanlegg.

Et mangeårig samarbeide bl.a. med Kværner Brug A/S og flere Institutt ved NTH, gjorde det naturlig å legge opp prosjektet slik at denne samlede ekspertise kunne utnyttes. Tidlig under planleggingen ble prosjektet utvidet til også å omfatte ilandføringstunnel og gasslager i fjell. Fig. 1 viser en skjematisk skisse av delprosjektene. Her vil kun gasskraftverket bli beskrevet.

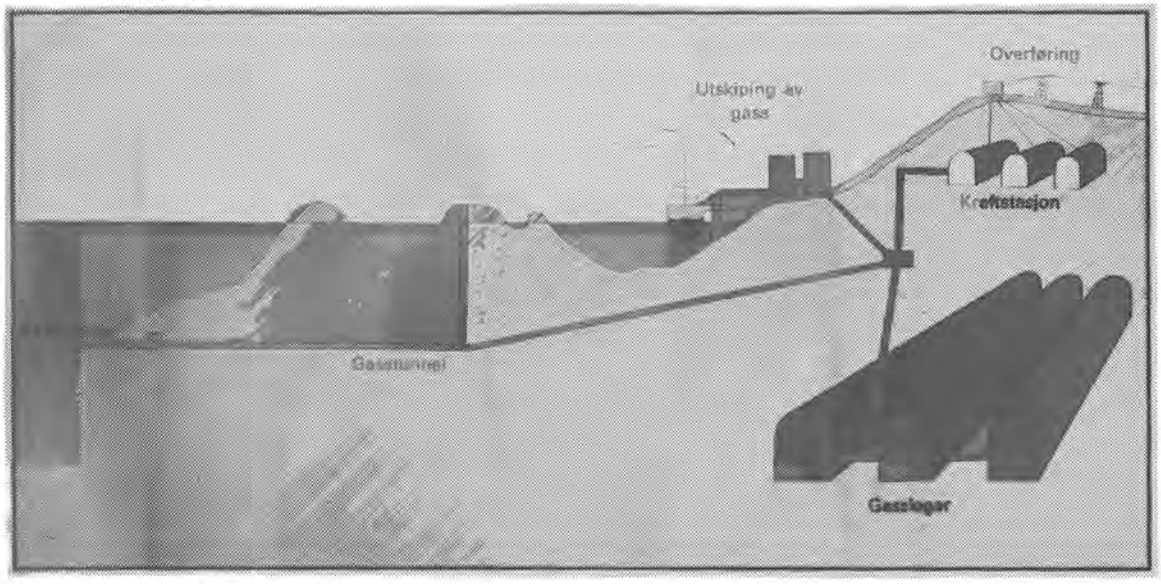


Fig. 1.
SKJEMATISK SKISSE AV DELPROSJEKTENE

Lokal utnyttelse av gass fra Haltenbanken er målsettingen.

Hvis gassressursene på Haltenbanken skal kunne utnyttes lokalt er det en viktig forutsetning at gassen føres i land til en olje- eller gassterminal i distriktet. Ved ilandføring av olje eller kondensat kan et gasskraftverk komme inn som en god avtager av assosiert gass.

Ved en ren gassrørledning blir mengden av gass så stor at et gasskraftverk bare vil bli en av flere kunder.

NTE har funnet det naturlig å planlegge ut fra at et gass-kraftverk i Ytre Namdal-som en øvre grense i størrelse-kan dekke hele Norges antatte underskudd på kraft i år 2000, og dessuten ha en reserve for eksport. Det peker mot et kraftverk som kan produsere 10 milliarder kilowattimer (10 TWh) i året. Et slikt kraftverk vil forbruke ved 2 milliarder standardkubikk-meter gass i året. Dette er et årsforbruk på ca. 0,5 % av de hittil påviste gassreservene på Haltenbanken.

Som en nedre grense for størrelsen regnes det med at kraftverket bør kunne dekke Midt-Norges antatte årlige kraftunderskudd på ca. 2 TWh i år 2000.

PLANLØSNING

For å konkretisere prosjektet ble fjellet Hundhammeren i Nærøy kommune valgt som planleggingseksempel. Dette sted ligger i umiddelbar nærhet av den eneste gjenværende lokalitet for en mulig olje- og gassterminal i fylket.

Gasslager og -kraftverk er lagt i fjell. Planløsningen kan derfor anvendes på ethvert sted som oppfyller visse betingelser m.h.t. fjellmassenes kvalitet, samt til muligheter for forsyning og retur av store kjølevannsmengder (sjøvann).

Vanligvis blir kraftverkene plassert i friluft. Norge har et barskt klima, og det er derfor nødvendig å plassere kraftverket under tak. Valget står da mellom betongbygning eller fjellrom.

Fjellrom byr på flere fordeler. Det maskinelle utstyret får lengre levetid i et stabilt og kontrollerbart miljø i fjell-hallene. Fjellanlegg gir dessuten økt sivilforsvarssikring. Personsikkerheten økes bl.a. ved at roterende tungt utstyr plassert i egne fjellrom gir en ekstra sikkerhetsbarriere. Tunneler for sjøvann og røkgass utelukker mange velkjente korrosjonsproblemer/vedlikeholdsoppgaver. Fordelene av å være uavhengig av uteklima i anleggsperioden, og ikke behøve frostsikringssystemer for et vann/dampanlegg er innlysende.

Ulempene ved plassering i fjell vil i første rekke være en begrenset plass til håndtering av tungt utstyr, og begrensning i romstørrelse. Bredden og høyden på et fjellrom kan ikke overskride en viss størrelse.

Kraftverket er tenkt bygd opp i enheter eller blokker som hver består av to gassturbiner og en dampturbin. Denne kombinasjonen gir langt større virkningsgrad enn et rent gasskraftverk eller rent dampkraftverk som vist i Fig. 2. Hver blokk får en samlet installasjon på 320 MW (megawatt) og kan produsere 2 TWh i året.

NTE tenker seg fem slike blokker, som tilsammen kan produsere 10 TWh i året. Men fem blokker er slett ingen øvre grense hvis behovet for kraft tilsier et enda større anlegg.

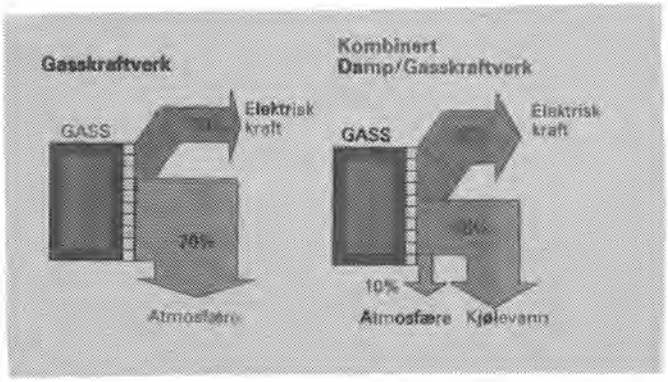


Fig. 2.
UTNYTTELSE AV GASSENS ENERGIINNHOLD I GASSKRAFTVERK OG KOMBINERT DAMP- OG GASSKRAFTVERK

Fig. 3, 4 og 5 viser situasjonsplan, perspektivskisse og snitt av maskinsalene. Av situasjonsplan og perspektivskisse fremgår at en rekke tunneler og sjakter leder fra dagen og inn i kraftverket.

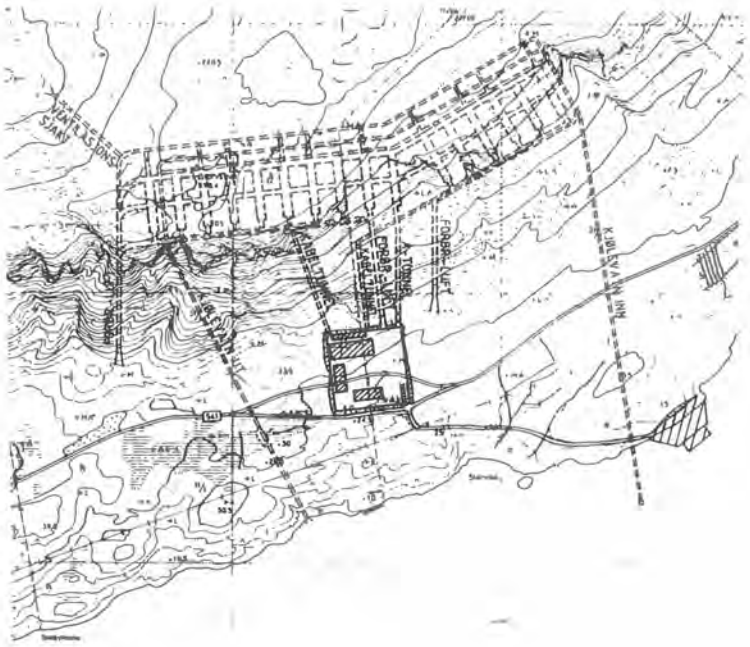
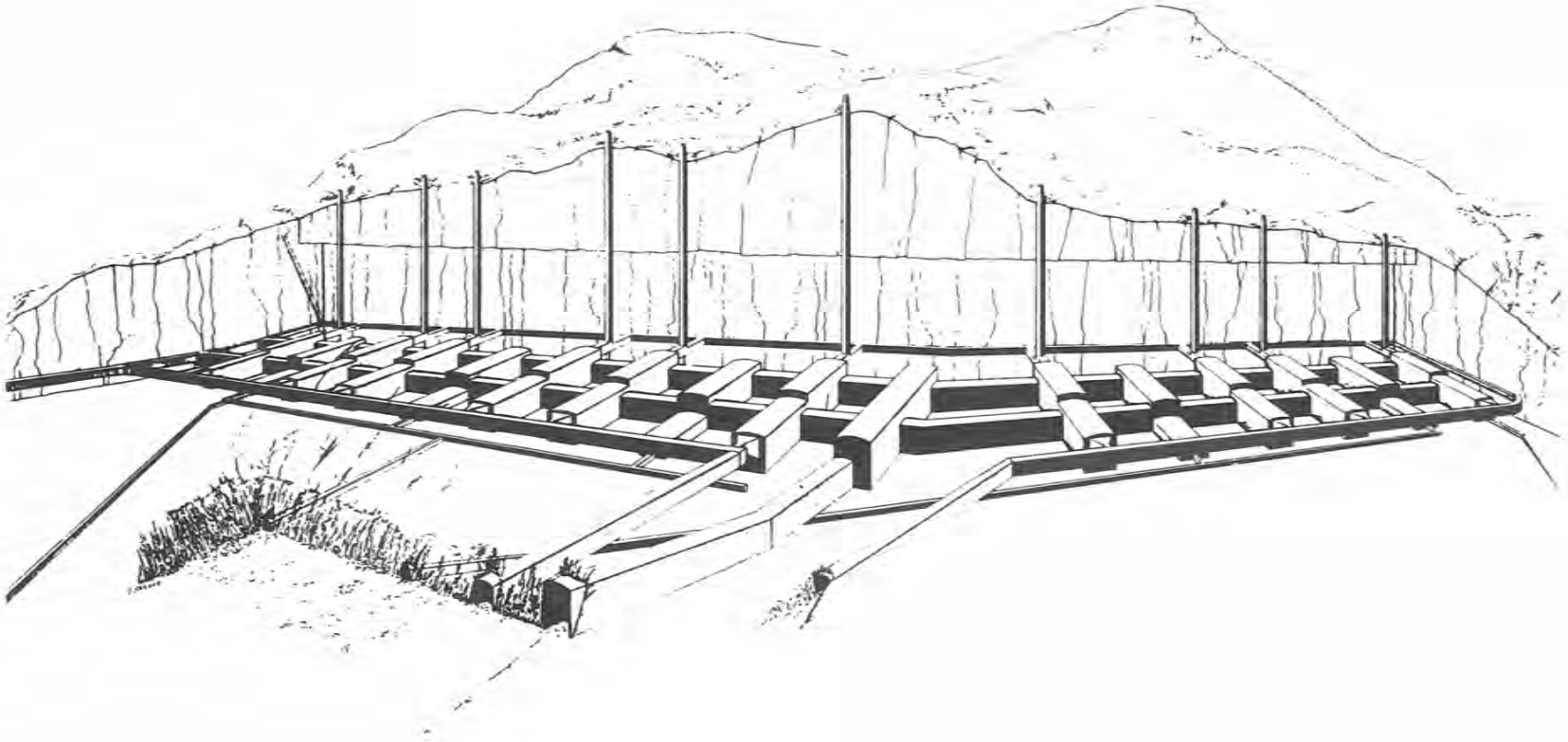


Fig. 3.
GASSKRAFTVERK - SITUASJONSPLAN



NORD-TRØNDELAG ELEKTRISITETSVERK
GASSKRAFTVERK YTRE NAMDAL

Fig. 4.
GASSKRAFTVERK - PERSPEKTIVSKISSE

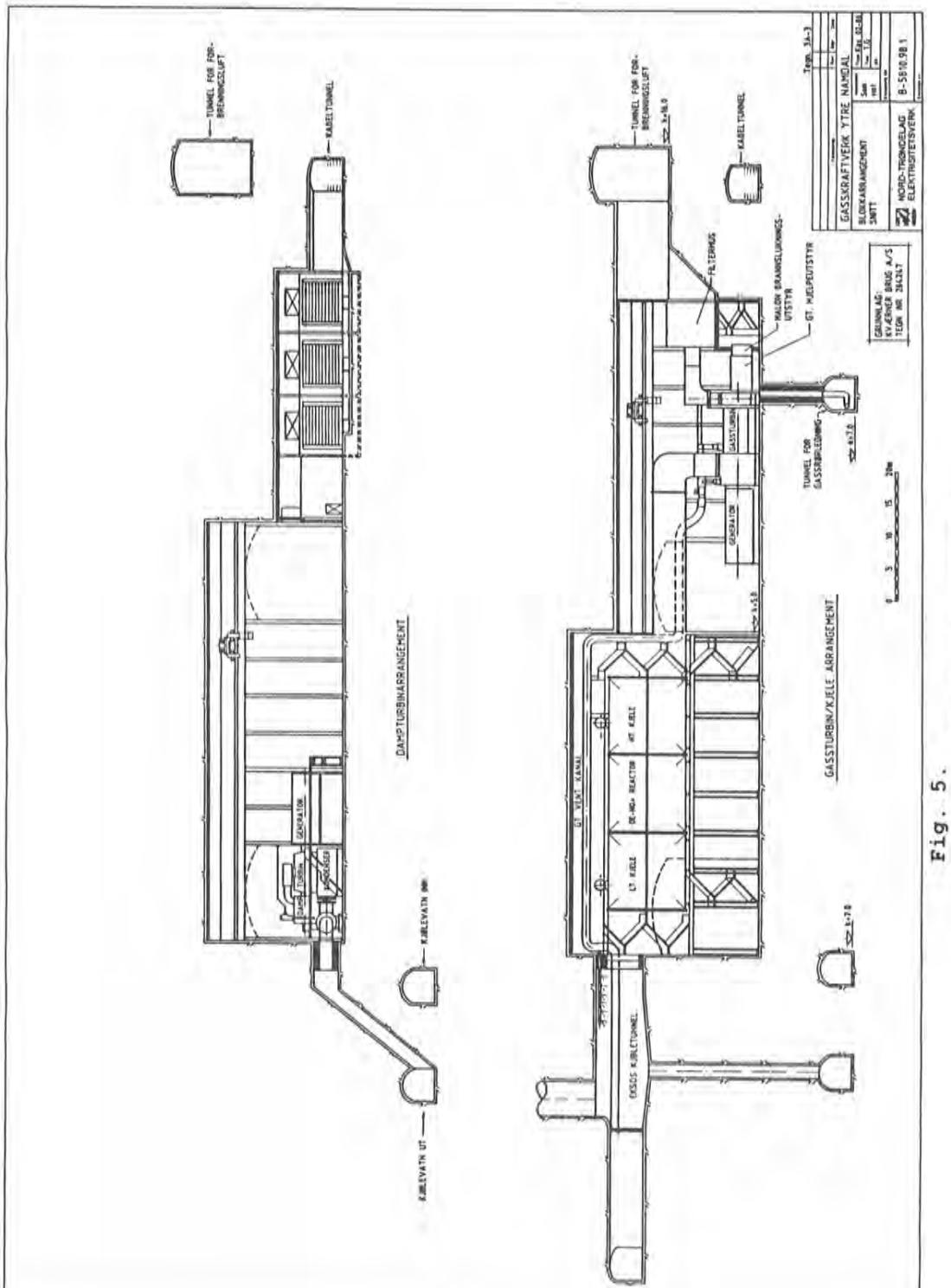


Fig. 5.
LENGDESNITT AV MASKINSALER

En adkomsttunnel (A-tunnel) går inn til den sentrale kontrollromseksjonen. På vestre side er plassert 9 parallelle maskinsaler og på østre side 6 tilsvarende maskinsaler. Tilsammen gir dette plass til (5 x 2) 10 gassturbiner og (5 x 1) 5 dampturbiner.

Da et kombinert damp- og gasskraftverk er vesentlig mer komplisert enn de vannkraftverk vi er fortrolige med, nevnes her kort hva som må bringes til og fra kraftverket under drift.

Gassforsyning skjer i rørledning fra olje/gassterminal eller gasslager. I denne plan legges gassrørledningen adkilt fra og under maskinsalene med ledning direkte til hver enkelt gassturbin. Gassforbruk 24 tonn pr. time for hver gassturbin.

Kjølevann til dampturbin tas fra sjøen på ca. 50 m dyp i betydelige mengder - ca. 8 m^3 vann pr. sekund for hver dampturbin. Vannets temperaturøkning er da ca. 7 ^{0} C. Kjølevannet bringes inn og ut av anlegget i egne tunneler under maskinsalen.

Forbrenningsluft trenges i store mengder - 1450 tonn pr. time eller ca. 330 m^3 pr. sekund for hver gassturbin - tatt direkte gjennom tunneler med stort tverrsnitt.

Eksosen får redusert sin temperatur fra 525 ^{0} C til 100 ^{0} C gjennom varmegjenvinningskjel, og ytterligere til ca. 60 ^{0} C med ekstra kjøleanlegg for å redusere oppvarmingen av fjellmassene.

Avlufting fra gassturbin og spesielle punkter ledes til avstengte fjellrom med direkte forbindelse til dagen gjennom ventilasjonsjakt.

Ventilasjon, kabler m.v. utføres på ordinær måte.

Varmekraftanlegget vil benytte teknisk avansert, gjennomprøvet, standard utstyr. Systemene i kraftproduksjonsprosessen er enkle og har entydige reaksjonsmønster. Dette vil sammen bidra til ukomplisert drift og enkelt vedlikeholdsopplegg. En større del av kraftverkskomponentene kan framstilles i Norge. Dette er fordelaktig for anlegg, drift, opplæring og vedlikehold.

Kraftverkets kontrollsystemer er sentralisert på to nivåer, blokkvise kontrollrom og ett felles kontrollsenter. Utstrakt anvendelse av mikroprosessorer i kontrollsystemene gir høy pålitelighet for drifts- og sikringsfunksjoner.

Utstyr og anleggsløsninger for den elektrotekniske del vil tilnærmet være som ved en større vannkraftstasjon i fjell.

Ved planløsningen er det forsøkt å komme frem til enkle utforminger av fjellanlegget. Samtidig er det lagt vekt på at utbygging i flere byggetrinn skal være mulig, og at det generelt skal legges opp til en rasjonell anleggsdrift.

INGENIØRGEOLOGI

På grunn av det planlagte kraftverkets store dimensjoner vil det være vanskelig helt å unngå krysning med svakhetssoner.

Med den anbefalte plassering vil kraftverket i hovedsak ligge i massiv øyegneis. Med gunstig orientering og utforming forventes ingen store stabilitetsproblemer p.g.a. kryssende svakhetssoner. Med den planlagte fjelloverdekning (maksimalt ca. 200 m) er det også lite sannsynlig at bergtrykket vil forårsake stabilitets-problemer.

De planlagte hallene og tunnelsystemet i kraftverket har imidlertid store dimensjoner, og for å ivareta arbeids-sikkerheten under installasjonsarbeidene antas det nødvendig med systematisk sikring av hengen.

Behovet for permanent sikring må for øvrig ses i sammenheng med plasseringen av de tekniske installasjoner i kraftverket. For å tilfredsstille kravene til sikkerhet vil det være aktuelt med ytterligere sprøytebetongsikring og/eller betongutstøpning selv om de fjelltekniske forhold i utgangspunktet antas å være gode.

Kraftverket er planlagt å ligge i betydelig dyp under dagfjellet, og oppsprekningsgraden i fjellet er generelt lav. Omfanget av vannlekkasjer antas derfor å bli lite.

ANLEGGSDRIFT

Maskinsalene er orientert i grunnplanet i forhold til fjell-overdekningen og sprekkesystemene.

Vertikal plassering er bestemt av falltapsforholdene i kjøle-vannssystemet, dvs. at kjølevann og drenasjevann skal kunne slippes ut i havet ved selvfall. Maskinsalgulvet er plassert på kote + 5,00.

Det drives en hovedadkomsttunnel inn til kraftstasjonen. Nødvendig tverrsnitt er foreløpig satt til ca. 100 m^2. Tverr-snittet er bestemt av transportbehovet i monteringsfasen.

To tverrforbindelser sprenges gjennom hele kraftstasjons-systemet. Nødvendig tverrsnitt er foreløpig anslått til minst 100 m^2.

Det drives også en indre adkomststoll. Denne skal tjene som adkomst til hvelv i gassturbinhaller og til bunnen av avgassjaktene. Under drift ventileres gassfarlige områder via denne stollen til separat sjakt.

Adkomst inn til maskinsalene etableres i anleggstiden også gjennom to 16 m^2 kabeltunneler som leder inn til transformatorene plasset i dampturbinhallenes forlengelse, og gjennom tre ca. 100 m^2 tunneler for forbrenningsluft.

Blokkoppdelingen og de mange adkomsttunneler gir mulighet for drift på flere stuffer samtidig, noe som er en forutsetning for rasjonell drift. Rekkefølgen på drivingen er vist på Fig. 6.

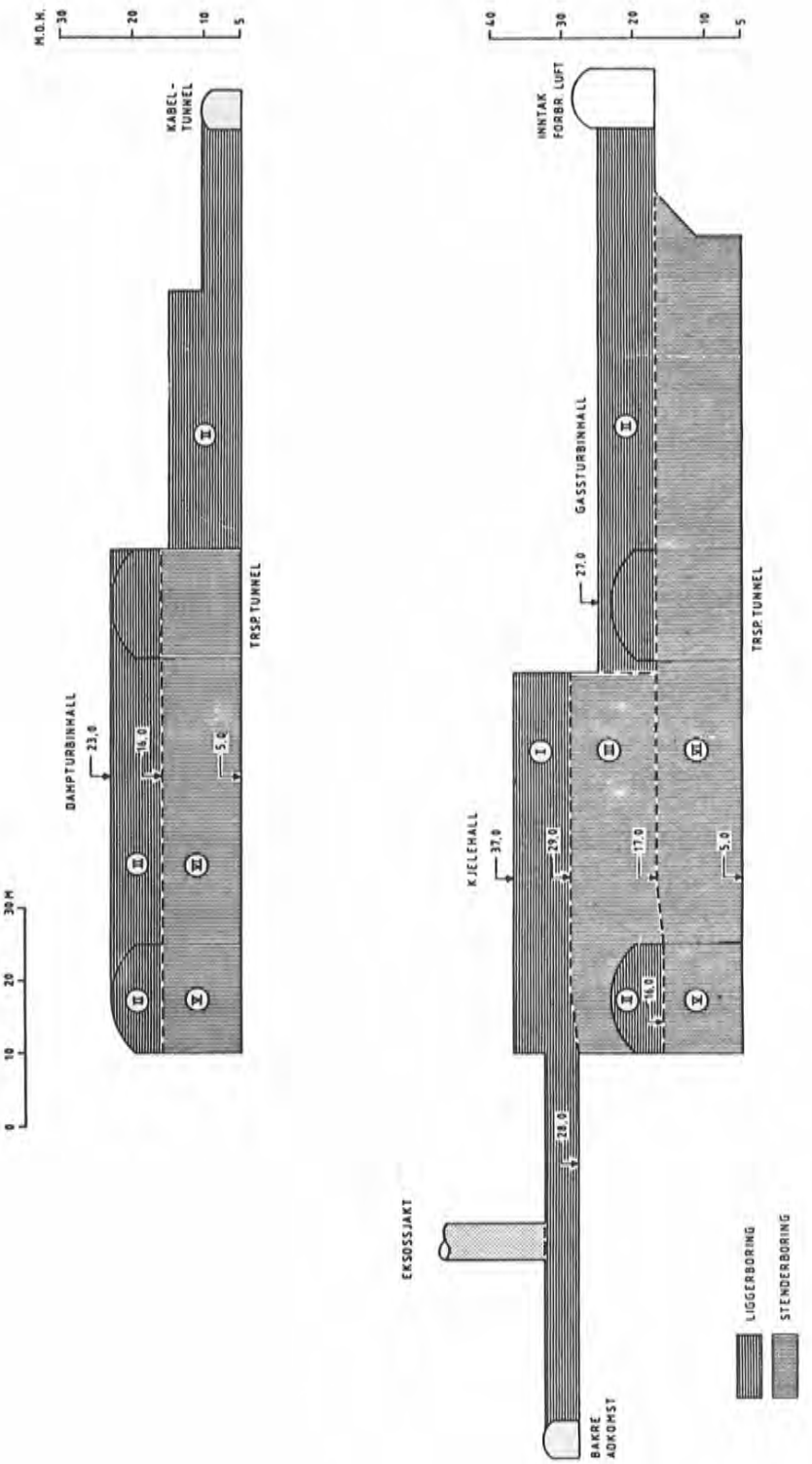


Fig. 6.
SPRENGNINGSPLAN MASKINSALER

Det valgte konsept gir to toppstollnivåer.

Hengen fullsikres før neste nivå drives.

Turbinene skal forsynes med gass fra en gassledning som går under hele kraftstasjonen. Gassledningen legges i en 16 m^2 tunnel som drives på kote -10,0.

Avgassene ledes ut separat for hver enkel turbin gjennom sjakt. Optimalt tverrsnitt er anslått til 5,0 m diameter (20 m^2). Sjaktene fullprofilbores med pilothull og opprømming. På grunn av det store tverrsnittet må opprømmmingen skje i to trinn.

Kjølevann til dampturbinene tas fra havet og føres gjennom stasjonsområdet i tunnel på kote -10,0.

ØKOLOGISKE FORHOLD

Ressursmessig utnyttes brennstoffet i et kombinert kraftverk opptil 50 % bedre enn i andre typer varmekraftverk i denne størrelsesorden.

Lavtemperatur kondensasjonsvarme til sjøkjølevannet er i størrelsesorden 250 MW pr. blokk. Spesielle arrangementer i kjølevannssystemet tillater at denne varmemengden kan produsere oppvarmet sjøvann med kontrollerbare temperaturer fra 15^0 C opp til over 25^0 C, egnet for havbruk eller annet.

Varme fra lavtrykksdamp, i størrelsesorden opptil 25 MW eller også høyere, temperatur opptil 130^0 C, vil kunne leveres for lokal utnyttelse.

Røykgassene fra naturgassforbrenning, vil normalt kun inneholde nitrogenoksyder, NO_x, som eneste potensielt skadelige utslipp. Naturgass inneholder vanligvis ikke svovel eller tungmetaller.

NO_x-utslippene fra denne type anlegg, uten NO_x-behandling og fyrt med naturgass, tilfredsstiller utslipskravene i de land hvor slike anlegg er i drift, med unntak av Japan og California. Da en eventuell utbygging først kan gjennomføres noe inn i fremtiden, forutsettes det montert renseanlegg, som kan oppfylle ethvert krav til rensing. I renseanlegget - kalt Denoxer - foretas en reduksjonsprosess v.h.a. amoniakk (til N_2 og H_2O). Denoxeren har tilnærmet samme pris som gassturbinen.

KOSTNADER OG BYGGETID

Kostnadene er basert på prisnivå 01.01.1986.

For hver blokk skal det sprenges ca. 130.000 fm^3 fjell. Den samlede tunnel- og sjaktlengde for 5 blokker blir på nærmere 10 km.

De totale bygningsmessige kostnader for 5 blokker:

1. Hjelpesystemer	117,00 mill.kr.
2. Blokker, 5 stk. á 39,98 mill.kr.	199,90 " "
3. Sum direkte kostnader	316,90 mill.kr.
4. Uforutsett, 15 % av 3	47,54 " "
5. Planlegging og adm., 5 % av 3	15,85 " "
6. Inv.avgift, 10 % av 3 - 4	36,44 " "
7. Finansiering	62,30 " "
Totale bygningsmessige kostnader	480,60 mill.kr.

Etter at planen ble presentert, har det fra flere hold vært hevdet at bygging av gasskraftverk i fjell ville medføre betydelige merkostnader i forhold til konvensjonell bygging i dagen.

Etter planleggingsgruppens vurdering måtte eventuelle merkostnader bli relativt beskjedne.

Bygningsmessige kostnader for gasskraftverk i dagen av samme størrelse som planlagt er nå beregnet. Kalkulasjonen bygger på enkle forutsetninger om tomtebearbeidelse, m.v. For selve bygningskonstruksjonene er det nyttet enhetspriser fra bygging av industrihaller. Beregning ved hjelp av EDB-program for suksesiv kalkulasjon viser at hovedkalkylens middelverdi medregnet alle påslag vil bli på: 487,07 mill.kr.

(Standardavviket er her på 7 % av middelverdien.)

De bygningsmessige kostnader blir herved tilnærmet de samme om gasskraftverket legges i fjell eller i dagen.

Total byggetid for de tre første blokkene er satt til 4,0 år. De to siste blokkene er forskjøvet ca. 0,8 år for å spre belastningen på montasjearbeidene. 4,0 år er satt for å harmonere byggetida med ilandføring og gasslager. Om ønskelig vil det være mulig å redusere byggetiden noe.

Av følgende sammenstilling fremgår at de maskintekniske kostnader utgjør hoveddelen av investeringene.

Kostnadsoverslaget for 5 blokker med effekt 1600 MW:

Bygningsteknisk kostnad	480 mill.kr.
Elektronisk kostnad	507 " "
Maskinteknisk kostnad	6.893 " "
Sum	7.880 mill.kr.

Dette gir følgende kraftpris:

Kapitalkostnad	6,76	øre/kWh
Driftskostnader	0,28	" "
Forbruksdeler og vedlikehold	0,56	" "
Kraftpris ekskl. deNoxer og gass	7,60	øre/kWh
DeNoxer vedlikehold og forbrukskostnader	0,70	" "
Kraftpris inkl. deNoxer, ekskl. gass	8,3	øre/kWh

Fig. 7 viser produksjonsprisens avhengighet av gassprisen.

Kraftverket vil fullt utbygget beskjeftige 50 mann.

Det forutsettes at stans for vedlikehold legges til årstid med redusert kraftbehov, og at blokkene stanses etter tur. Tilgjengelighet av elektrisk kraft vil komme opp i mot 7855 full-last ekvivalenttimer (av årets 8760 h). Kraftverket er lagt ut for 81 % av tilgjengelig timer, eller med en årlig belastning på 6370 h.

Energipris ved kraftstasjonsvegg er - som vist i Fig. 7 - helt avhengig av gasspris. Langtidsgrensekostnaden for kraft levert ved kraftstasjonsvegg (etter 7 % kalkulasjonsrente) ligger nå på ca. 21 øre/kWh. Herved fremgår det av kurven at en gasspris på ca. 0,60 NOK/Sm^3 ligger på kostnadsgrensen.

Overføringskostnader er beregnet og vil for det mest omfattende alternativ med bygging av 2 stk. 420 kV-linje til Trondheim, 1 stk. 420 kV-linje til Oslo/Østlandet, samt 1 stk. 420 kV-linje til Sverige gi en overføringspris på 2,6 øre/kWh. (Kalkulasjonsrente 7 %, levetid 25 år.) Energitapet i overføringssystemet vil ligge i størrelsesorden 4 - 6 %.

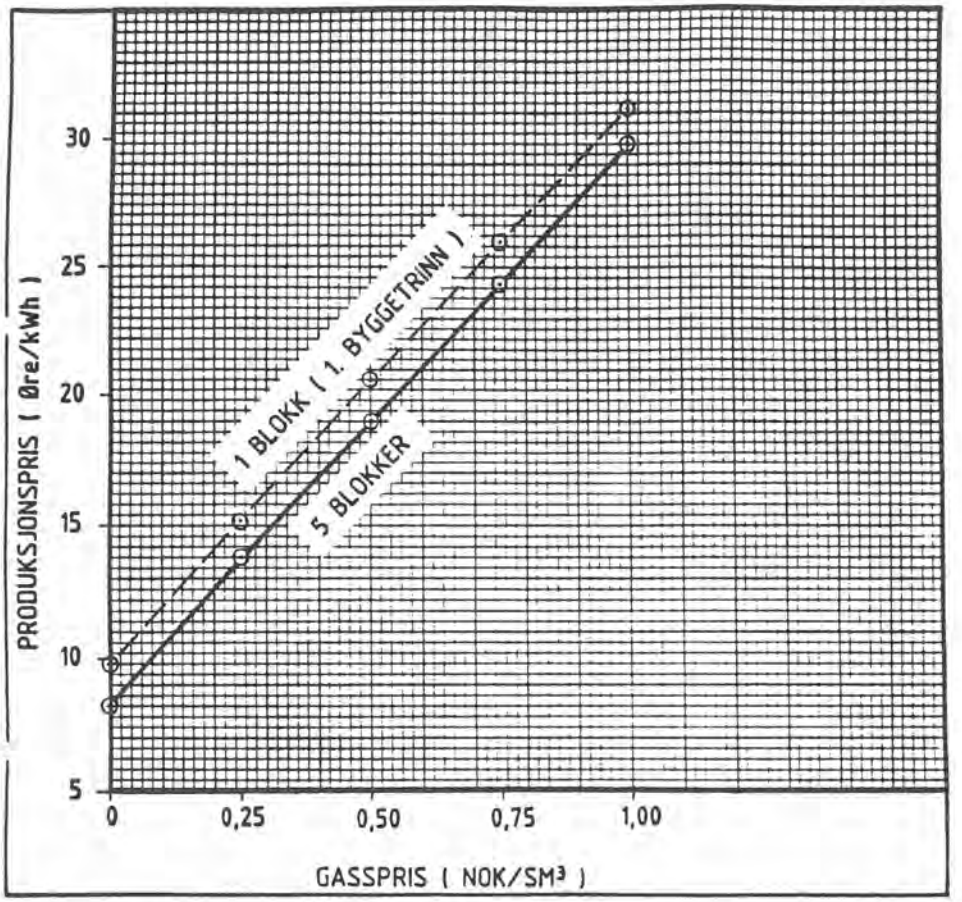


Fig. 7. PRODUKSJONSPRIS VED KRAFTSTASJONS VEGG MEDREGNET RØYKGASSRENSING

Prisnivå : 01.01. 1986
Brukstid : 6250 h (timer)
Inkl. Uforutsett
Planlegging, adm.
Investeringsavgift
Renter i byggetiden

Kapitalkostnad beregnet etter 7% p.a. og 25års avskrivningstid.
Gassforbruk : 0.215 SM³/kWh

KONKLUSJON

Prosjektet "Gasskraftverk i Ytre Namdal" stilte større krav til grad av bearbeidelse og detaljplanlegging enn hva som vanligvis ansees for nødvendig i et forprosjekt.

Som følge herav - og fordi man har funnet til dels meget tilfredsstillende løsninger på spesielle problemer knyttet til gasskraftverk i fjell - er prosjektgruppen overbevist om at prosjektet er teknisk gjennomførbart.

Grensen for gasskraftverkets økonomisk gjennomførbarhet ligger ved en gasspris på ca. 0,60 NOK/Sm^3 gass.

TUNNELDRIFT GJENNOM 40 år

Overingeniør Hjalmar Solem, Astrup Høyer A/S

A komme ut på anlegg ett år etter at 2. verdenskrig var avsluttet var en interessant tid.

1946 Kraftutbyggerne hadde planene klare og var i startgropen.

Forberedende arbeider med tappetunneler var satt igang med meget enkle midler, håndboring og håndlasting. Tappetunneler 4-5 m2 ble tatt ut med 4 hull og "brenning" samt håndlasting med "krafse og brett" på "flattralla" med dertil håndskyving. Det ble mye "handmade".

Etter hvert kom de store prosjektene med krav til fremdrift, tidsfrister og rasjonell drift. Mulighetene til å anskaffe ressurser for maskinell drift ble etter hvert bedre.

Før den "svenske" metoden med "Hårdmetallet" begynte å komme i 1946/47 ble hvessebenken og 1" stål benyttet til "stoperbormaskiner" med "kolonner". Det ble boret "Engelskmann"-kutt mot "hengen". En historie fra en tunneldrift på Nordlandsbanen under krigen, forteller at NSB sendte ut sirkulærer til organisasjonen Tot (tyskerne) med instruks om at det var forbudt å "slå engelskmann" - hengen ble "bom".

Hvessebenken og smeden kunne ofte bli satt på en hard prøve når en kom inn i harde bergarter, og en god smed var som oftest "illsint". I harde kvartsitter forekom det at det måtte til en 10-12 bor pr. hull når boret ikke "sto" mer enn 20-30 m. Da måtte det hvesses 250-300 bor for å slå en 2,4 m salve i 18-20 m2. På den tiden begynte en å ta i bruk hårdmetall i "takorter", vertikalsjakter.

I driftstunneler 18-20 m2 gikk det på skinnedrift, sporvidde 75 cm, med kastlastere i 1 m3 trevagger med fortipp. Uttransport med bl.a. trykkluft-lokomotiver m/3 m3 luftklokke som måtte fylles for 300-500 m. Ventilasjon 40 x 40 m, kanaler i tre. Boring og sprengning tok 1 skift og utlasting m/LM 40 et 1/2 skift. På 3 skift med lasting på springskift kunne det oppnås 2 salver i døgnet - eller 25-30 m pr. uke.

1947/52 Så begynte utviklingen å skyte litt fart, bare litt, med den svenske metoden med hårdmetall og knematere, jernvagger m/sidetipp og vekslings-bukker for vagger på skinnedrift, diesel og el.-lok. Kastelastemaskinene ble etter hvert større og arbeide ble noe lettere, men fremdriften økte ikke drastisk foreløpig, men passerte 40 m/uke.

I begynnelsen av 50-årene begynte knematerdrift m/hårdmetall å krype opp i 40-45 m pr. uke i små-tunneler på skinnedrift.

1956/58 I midten av 50-årene kom både cherrypicker for vertikal vognveksling i trange 12-14 m2 tunneler og magasinbeltevogner for lasting med kastlaste-maskin, og inndriftene krøp videre oppover til 50-55 m/uke.

I denne perioden kom også svelleleira "Montmorillomitt" og sprakfjellet (bergtrykk-spenninger) på banen.

Det høye svelletrykket ble kjent og forankring og plombering av slike slepper og soner ble igang-satt.

Bergstykke som sprakfjell var vel kjent, men deformasjoner i forbindelse med høye bergtrykk hadde man bare hørt om. Knuste betongstøtter mellom frittstående betonghvelv og heng var kjent fra kraftstasjoner i Aura. Blokk på 150 tonn falt ned fra hengen i kraftstasjon i Fortun før betonghvelv ble støpt. Sammenpressing av tømmer-stempling mellom hvelv og heng p.g.a. stort berg-trykk og deformasjoner fra siden.

Lastemaskin i tunnel under Falketind som ble løfter på skinnegangen da skiferflakene ble presset opp av stort bergtrykk fra siden.

Teorier om sikringsmetoder begynte å svirre og ingeniørgeologien begynte å ta form.

1958 "Kutter" har det vært eksperimentert mye med gjennom tidene, avhengig av utstyr, tunneltverrsnitt, bergart, lagdeling og sprekkesystemer.

Kampen om de siste desimeterene på salvebrytningen hadde stor betydning for akkordoverskudd, fremdrift og økonomi - spesielt i mindre tunneltverrsnitt. Eksperimentene var mange.

Kilkutt i tunneler med 2,5-3 m bredde var ikke brukbart. Så det var "reimkutt", "brennkutt", grovhullskutt" og til slutt "atomkutt" som stort sett ble forsøkt en gang.

Engelskmannskutt sluttet jo med stopermaskinene og ga en dårlig heng med mye rensk.

Sintringen i brennkuttene ga ofte ujevn brytning. Bodåseksperimentene i siste halvdel av 50-årene begynte å gi resultater med 90-95 % brytning.

Bodåskutten (Coromantkutt) ble boret med tvangsmal og ladet med lette ladninger - pinneladning, omegastav og brenit el.lign. Dette for å hindre sintring i bunnen av kutten og dårligere brytning.

Coromantkutten var vellykket og inndriftene krøp over 60 m pr. uke. Høsten 1957 nærmet inndriftene seg 70 m.

Tunnelarbeiderne ble etter hvert rene virtuosene på knemateren. De hendlet ofte både 2 og 3
1959 maskiner samtidig sammen med rullis og snus. Høsten 1959 ble 80 metern passert, 4 km inne i en 4,5 m2 tunnel. Det var enda lovlig med 3 skift.

I begynnelsen av 60-årene begynte bomriggene
1960 m/1" stål og 43-45 mm kroner, men knemateren holdt fortsatt i konkurransen med gode knematerdrivere mot investeringer i bomrigger.

Knemateren ble delvis erstattet med "loppemateren" (stigematere) på faste rigger langt ut i 60-årene.

1965 I midten av 60-årene kom bomrigger på skinnedrift med småhull, men måtte over på grovere stål p.g.a. mye stangbrudd. Bomriggene fikk mer og mer innpass i tunneltverrsnitt over 12-16 m2 med shovellasting og biler etter hvert som det ble mindre av knematerdrivere og gode skinneleggere. Lastekapasitet spesielt på skinnedrift ble selvsagt også viet stor oppmerksomhet.

Bunkertog med beltemating var velkjente metoder, men hadde sine begrensninger i skarpe bergarter hvor friksjon og slitasje ble i meste laget. Vognlasting med kvikke vognvekslinger holdt seg forbausende lenge inntil Hägloader m/vogner kom.

Frenitoget med skyttelvogn som fylte hele vognsett var noe man hørte om fra Sicilia og brukte som studieobjekt. Mange fagreiser til Alpelandene og Syd-Italia var populære og ga utbytte.

Lange sjaktdrifter ble studert i Sveits og Italia midt i 50-årene.

1970 På bomriggene ble det nokså raskt nødvendig med separat rotasjon som middel mot fastboring i sleppete fjell, p.g.a. høy borsynk og materkraft.

1975 I midten av 70-årene begynte hydrauliske bormaskiner å komme på markedet. Borsynken økte med 200-300 % og dette kom godt med da det ble forbud mot nattskift.

Utviklingen medførte at en stort sett har opprettholdt fremdriften.

I slutten av 70-årene begynte en å lukte på fullprofilboring.

Den første fullprofilmaskin en hadde hørt noe om var tunnelprosjektet under den engelske kanal - det var meiselmetoden på et fullprofilskjold.

En gammel tunnelreparatør/smed som hadde tilbrakt hele sitt arbeidsliv på underjordsdrift satt i slutten av 40-årene brakka og konstruerte fullprofilmaskin på en støvelkartong - hans kommentarer var "det ville være fint å bli kvitt dynamitten og ladden".

Det gikk mange år etter at fullprofilmaskiner var kommet igang ute i Europa og Amerika, før den første maskinen kom til Norge. Fagreiser til utlandet for studie av denne metoden ble mange og betenkelighetene var store. Regnestykkene viste ikke lønnsomhet før spart rigg og verdifull tidsbesparelse og sikringsomkostninger ble så pass betydelige at regnestykket skapte balanse og fordelene ble store nok.

De første maskinene fikk prøve seg på de mykere bergarter i kloakktunneler.

Senere da utviklingen ble fokusert på de harde bergartene økte anvendelsen.

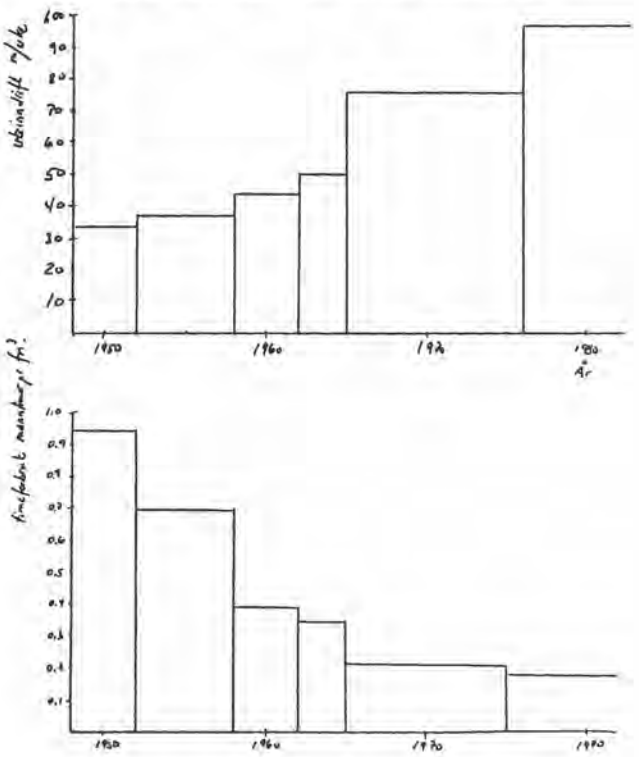
1980/ 86 I slutten av 70-årene ble den første lange trykksjakten i Norge boret med en modifisert TBM-maskin med meget bra resultat, til tross for betenkelighetene som var tilstede, vedrørende høye bergspenninger i nedre del sjakt.

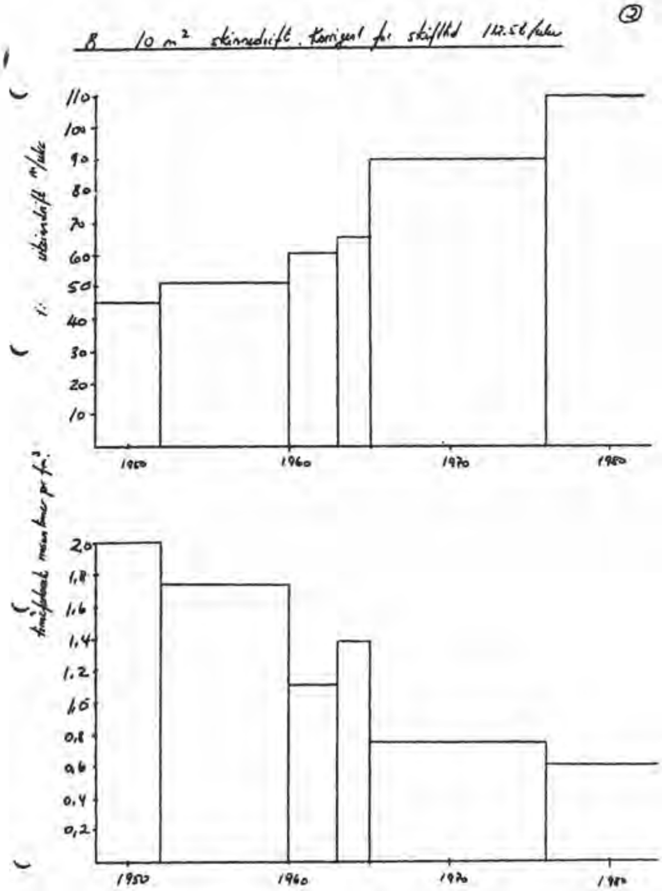
Selv om TBM-maskinene er blitt bedre utover i 80-årene kan en se eksempler på at fullprofilmetoden kan kjøpes for dyrt med høye kapitalkostnader. Tunneldriverne med hydraulmaskiner og magasinvogner har i høy grad tatt opp konkurransen med såkalt konvensjonell drift - 10 m^2 skinnedrift 135 m/uke viser dette - med enkeltprestasjoner opp til 165 m/uke. Hvis en ser på timeverksforbruket på konvensjonell skinnedrift gjennom 40 år er dette bragt ned fra 20-25 timeverk i begynnelsen av 50-årene til 6-10 timeverk i midten av 80-årene.

En honør til våre tunneldrivere som har vært meget sporty til å flytte rekorden etter hvert som maskinutviklingen gikk sin gang.

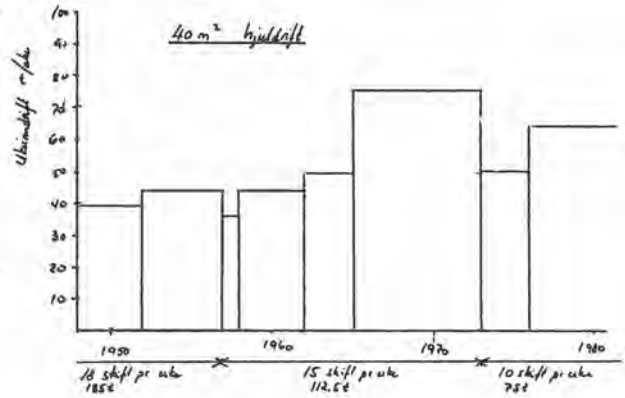
UTVIKLING AV UKEINNDRIFT OG TIMEFORBRUK INNEN KONVENSJONELL TUNNELDRIFT. ⑦

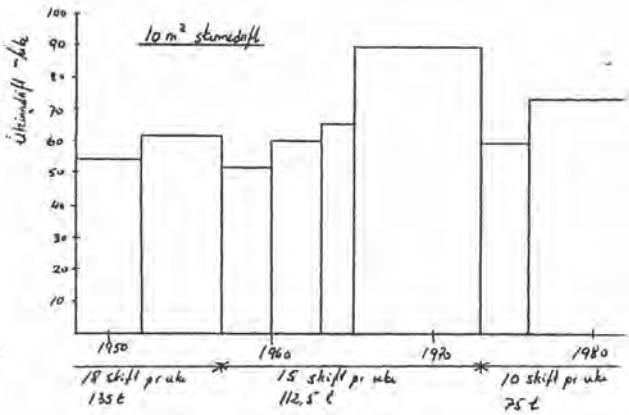
A. 40 m³ hjuldrift. Korrigert for skiftlengde 12,5 t/time




110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
1950
1960
1970
1980
2,0
1,8
1,6
1,4
1,2
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
1950
1960
1970
1980

Utvikling av ukeindrift ved ekhell skiftordning





UTSLAGSSALVER I BLÅSJØ-MAGASINET

UNDERWATER PIERCINGS OF TUNNELS IN THE BLÅSJØ RESERVOIR

Avdelingsingeniør Rolf Medalen Krogh, Statkraft

SAMMENDRAG

Statkraft har i sommer sprengt fire utslagssalver på tildels store djup i Blåsjø. Tre av utslagene ble sprengt samtidig mot stengt luke og liten vannfylling, såkalt lukket utslag. Vannstanden var kt. 1030,7. Statisk vanntrykk på luketerskel 109 mVs. Målt makstrykk mot luke 148 mVs referert til luketerskel. Så vidt vites er det første gang tre utslagssalver er blitt avfyrt samtidig. Utslaget i Undeknutvatn er det djupeste en kjenner til som er sprengt til nå.

SUMMARY

In 1986 State Power Board performed four underwater piercings at great water depths in the Blåsjø Reservoir. Three of them were carried out simultaneously against a closed gate. The tunnel between the rock plug and the gate was partly filled with water.
This method is known as closed underwater piercing of a tunnel.
The static water pressure at the gate was 109 m.
The highest measured dynamic pressure was 148 m.

As far as we know this is the first time that three underwater piercings have been carried out simultaneously. The underwater piercing at Undeknutvatn was performed at the greatest water depth yet known in the history of water power construction.

INNLEDNING

Ulla-Førre-anleggene bygges ut av Statkraft hovedsak i egenregi. Hovedmagasinet er Blåsjø som etableres ved hjelp av 11 større og mindre dammer. HRV er på kt. 1055 og reguleringsmagasinet er på 3,1 mrd. m^3.
Overflateareal ved HRV er 81 km^2.

Saurdal pumpekraftverk som utnytter fallet fra Blåsjø og ned til 600 m-nivået, har fire turbiner á 160 MW, av disse er to reversible. Maks slukeevne er 170 m^3/s i turbindrift og 90 m^3/s i pumpedrift.

Hovedinntaket i Blåsjø ligger i Oddatjørn og det er et "bi"-inntak i Undeknutvatn. Dette for å utnytte bunnmagasinet i denne delen av Blåsjø. For å få tak i bunnmagasinet i Storvatn har vi en 7,2 km lang overføringstunnel fra Storvatn til Undeknutvatn.
Fra denne er det drevet en sidetunnel til Andrevatn og Tredjevatn.

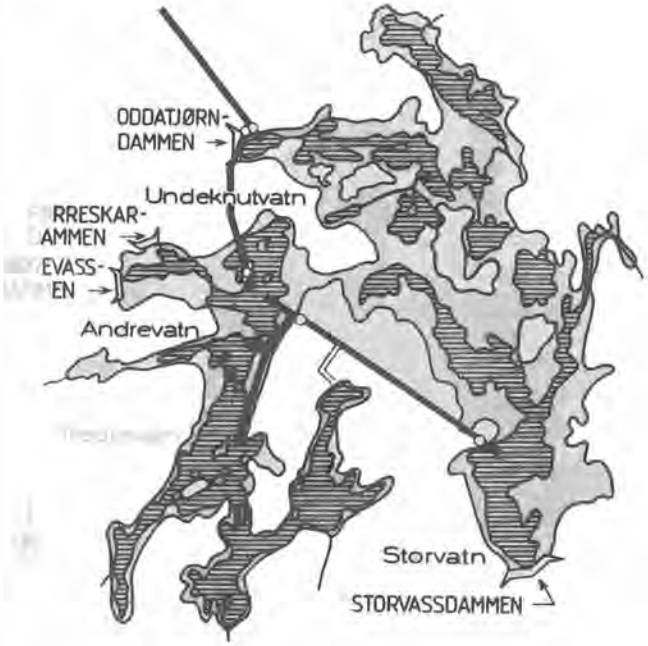


Fig. 1 BLÅSJØMAGASINET

Det er ialt sprengt fem utslag i Blåsjø. Ett ble sprengt i fjor høst og fire i sommer. Disse utslagene kjennetegnes av store djup og store tverrsnitt.

Dette foredraget tar for seg tre av utslagene som ble sprengt i sommer. Alle disse er i tilknytning til overføringstunnelen Storvatn - Undeknutvatn. Utslagene i Undeknutvatn, Andrevatn og Tredjevatn ble sprengt samtidig og kalles derfor trippelutslaget.

PROSJEKTERINGEN

Byggavdelingen i Statkraft har vært ansvarlig for prosjekteringen. Vi har hentet kunnskapene om dette særegne norske fagfeltet hvor de finnes. Derfor ble NHL i mai 1983 engasjert til å vurdere mulige utslagsmetoder. Noe senere engasjerte anlegget sprengningsteknisk kompetanse, og til slutt ble Dyno Konsulent A/S engasjert til å overvåke gjennomføringen av utslagssprengningene.

Angående utslagene i Blåsjø har NHL ialt skrevet 12 notater hvor mulige utslagsmetoder er blitt vurdert.
I hovedsak er to alternativer blitt vurdert ved alle fem utslagene:

a) Stengt luke og liten vannfylling i tunnelen, såkalt lukket system, og

b) åpen luke med vannfylt tunnel og delvis utjamna trykk, også kalt åpent system.

For trippelutslaget ble alternativ a valgt på et tidlig tidspunkt. Det ble også vurdert å sprenge alle 4 utslagene i forbindelse med overføringstunnelen samtidig, men ble funnet for uoversiktlig og risikabelt.

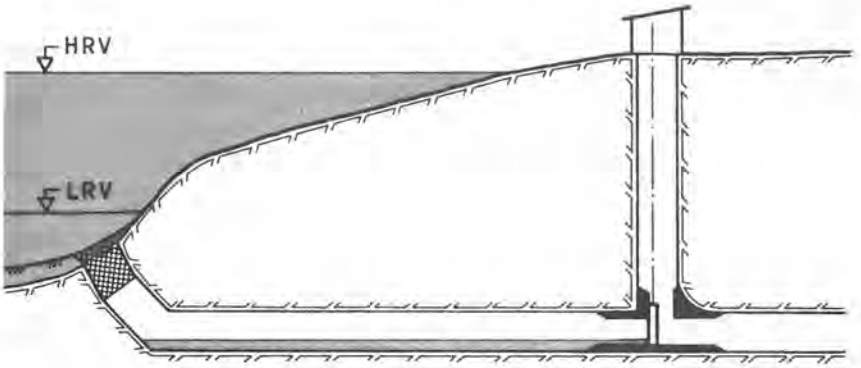


Fig. 2 TUNNELUTSLAG UNDER VANN LUKKET SYSTEM

TUNNELSYSTEMET

Tunnelen fra Storvatn til Undeknutvatn har teoretisk tverrsnitt på 40 m^2. Tunnelen fra luka og ut til Undeknutvatn er profilert til 50 m^2 og avstanden er 660 m. Tunnelen fra Andrevatn og Tredjevatn munner ut i 40 m^2-tunnelen 110 m fra luka.

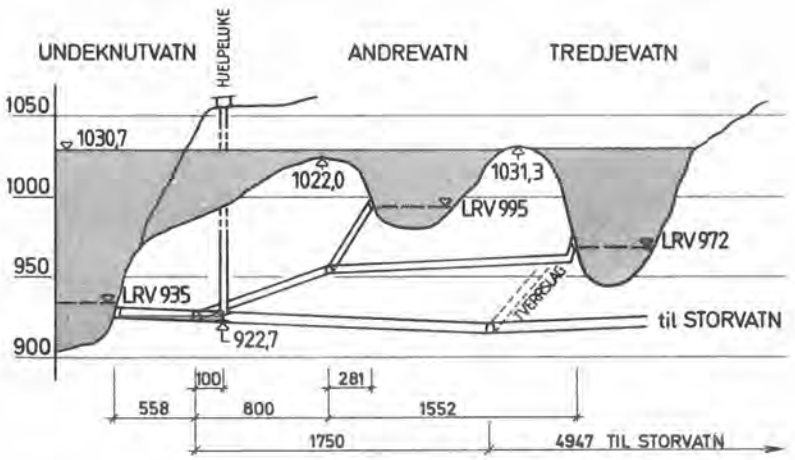


Fig. 3 SKJEMATISK OVERSIKT AV TRIPPELUTSLAGET

Denne tunnelen har teoretisk tverrsnitt på 19 m^2.
Virkelig tverrsnitt ca. 25 m^2.
Total tunnellengde fra krysset ved Undeknutvatn til Andrevatn er 1080 m og til Tredjevatn 2350 m.
Se også fig. 3.

GENERELT OM TUNNELDRIVINGEN MOT UTSLAGENE

På de siste 20 m fra utslagene ble salvelengdene gradvis redusert til 3 salver á 3,0 m, 4 salver á 2,0 m og 3 salver á 1,0 m. Det ble nøye kontrollert at alle hull ble boret til samme dybde. Kranshullene ble boret 0,5 m kortere enn de øvrige salvehullene for å redusere innspenningen for ladningene.

Sonderboringen den siste strekningen fram til utslagsstedet og ut i vatnet har som formål å kontrollere at det ikke har skjedd endringer med hensyn til åpning av slepper eller forskyvinger fra foregående salve. Denne sonderboringen ble delt inn i 2 faser.

Fase I: Fram til 10 m fra utslagssalva.
Etter hver salve ble det boret 4 hull min.
2 salvelengder forbi stuffen.

Fase II: De siste 10 m fram til utslagssalva.
Hensikten var å kartlegge vannførende slepper og evt. svakhetssoner i utslagsområdet.
Det ble boret 5 hull fra stuffen som ble boret 8 m forbi neste salve. For sikker kartlegging fjelloverflaten ut i vatnet ble sonderhullene ført 1 m ut i vatnet eller løsmassene.

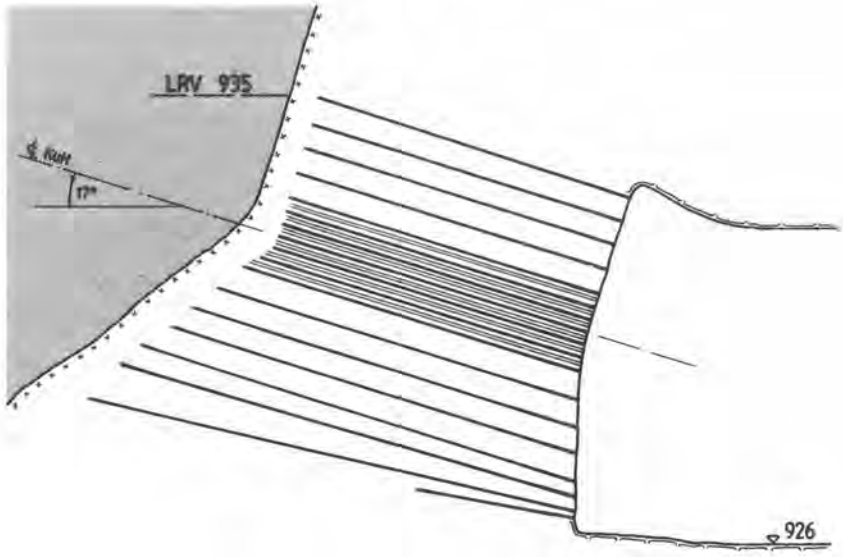


Fig. 4 UTSLAG UNDEKNUTVATN LENGDESNITT

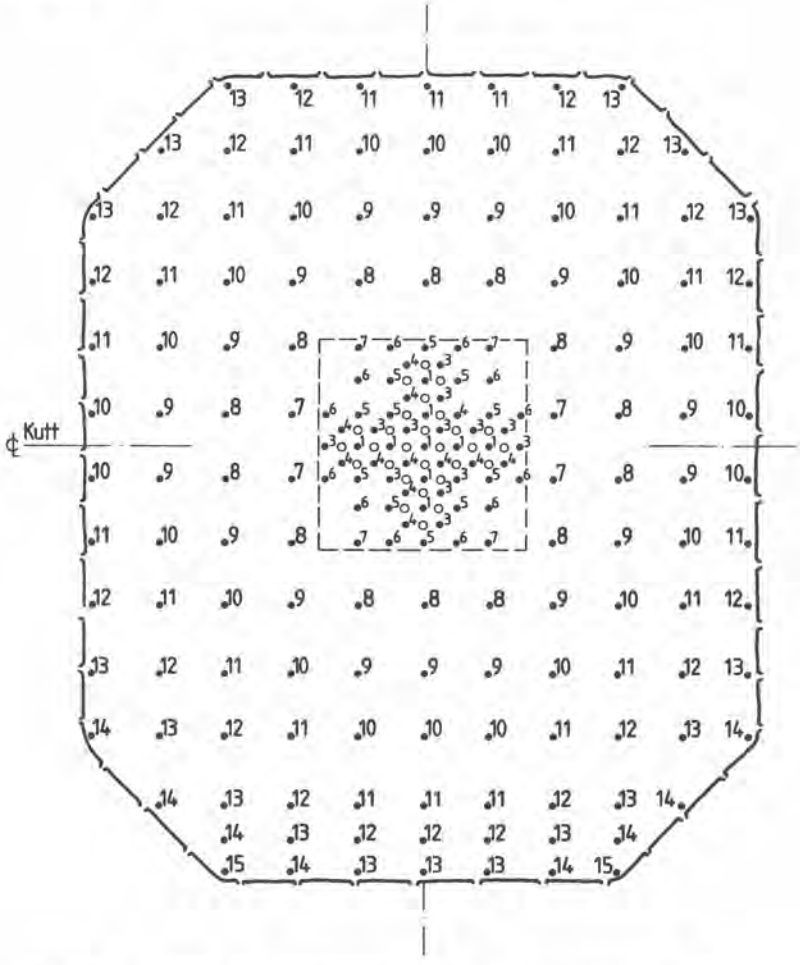


Fig. 5 UTSLAG UNDEKNUTVATN TENNINGSPLAN

UTSLAG I UNDEKNUTVATN

Bergarten i området er gneis og har lite utviklet oppsprekking etter den naturlige lagdeling. Ingen vannlekkasje på stuffen. Gneisbergarter har middels til god sprengbarhet.

Utslagstverrsnittet ble valgt 40 m^2. H = 7,2 m og b = 6,0 m med brutte hjørner.

Salvehullene ble boret til det gjensto 0,5 m før gjennomboring.

Gjennomsnittlig propptykkelse var 8,3 m, dvs. 330 fm^3.

Kutten var en parallellhullskutt, og kutthullene ble boret svært nøyaktig ved hjelp av styrehylser.

Salva besto av: 28 uladete hull Ø75 mm, 201 bm.
187 ladete hull Ø51 mm, 1410 bm.

Det ble brukt 1800 kg Spesial Ekstra Dynamit patronert i 35/600 mm plastpatroner. Denne sprengstofftypen er garantert å tåle 120 m vanntrykk. Det samme kravet ble stilt til tennerne (gruppe 1), som var tyske millisekundtennere med alcaténstrømpe.

Det ble brukt 2 tennere i hvert ladet hull som ble plassert i tredje patron fra vann- og luftside.

Spesifikk ladning: 1800/330 = 5,5 kg/fm^3, og
spesifikk boring : 1611/330 = 4,9 bm/fm^3.

UTSLAG I ANDREVATN

Teoretisk tverrsnitt 11,0 m^2. (3,0 m x 4,0 m med brutte hjørner).
Gjennomsnittlig propptykkelse 5,3 m, dvs. 58 fm^3.

Salva besto av: 10 uladete hull Ø75 mm, 48 bm.
63 ladete hull Ø51 mm, 305 bm.

Det ble brukt samme type dynamitt og tennere som i utslagssalve ved Undeknutvatn.

Det ble brukt 2 tennere i hvert ladet hull, disse var plassert i andre patron fra vann- og luftside.

Spesifikk ladning: 500/58 = 8,6 kg/fm^3, og
spesifikk boring : 353/58 = 6,1 bm/fm^3.

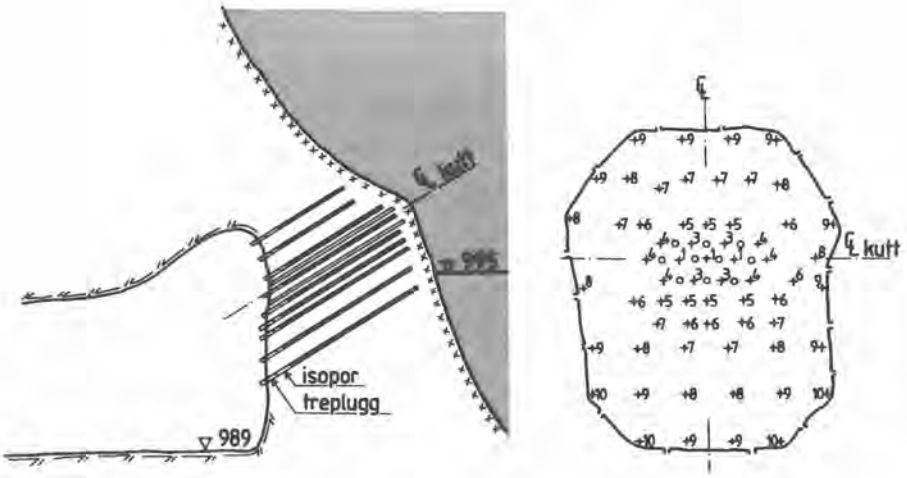


Fig.6 UTSLAG ANDREVATN
LENGDESNITT OG TVERRSNITT MED TENNINGSPLAN

UTSLAG I TREDJEVATN

Opprinnelig teoretisk tverrsnitt 8,0 m^2. Her ble tverrsnittet økt til 16,0 m^2. Årsaken til det var at sonderboringene viste at løsmasseoverdekningen var større en antatt. Den var 2 - 3 m.

Gjennomsnittlig propptykkelse 5,5 m, dvs 89 fm^3.

Salva besto av: 12 uladete hull ø75 mm, 58 bm
88 ladete hull ø51 mm, 410 bm.

Det ble brukt samme type dynamitt og tennere som i de to andre utslagssalvene.

Spesifikk ladning: 700/89 = 7,9 kg/fm^3, og
spesifikk boring : 468/89 = 5,3 bm/fm^3.

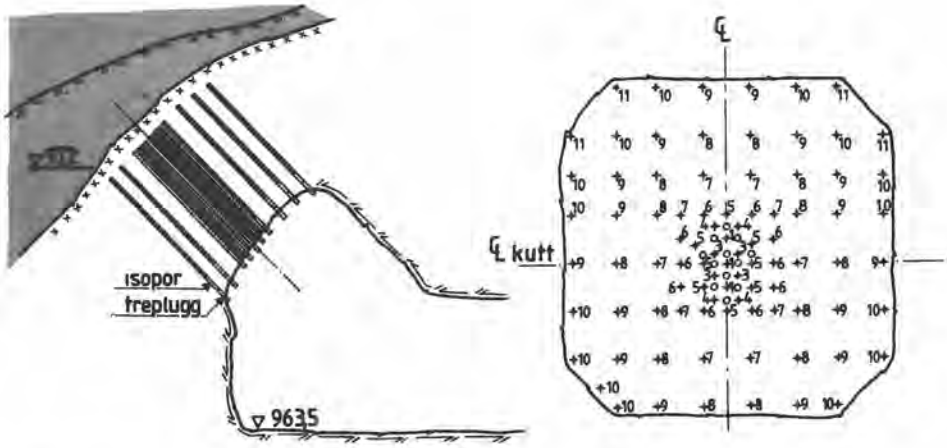


Fig.7 UTSLAG TREDJEVATN
LENGDESNITT OG TVERRSNITT MED TENNINGSPLAN

Tenner nr.	Antall hull pr. tenner nr.		
	Undek.vatn	Andrevatn	Tredjevatn
1	9	3	3
3	13	4	4
4	12	6	4
5	11	7	8
6	12	8	10
7	8	9	10
8	14	9	14
9	18	13	16
10	22	4	15
11	22		4
12	19		
13	17		
14	8		
15	2		
Sum	187	63	88

Tabell 1. Hull- og tenneroversikt.

GJENNOMFØRING

Etterhvert som hver salve ble ferdigladet ble tennerne koblet i to serier, slik at topp- og bunntenner ble koblet i hver sin serie. De to seriene ble så koblet til dobbel skytekabel 2 x 2,5 mm^2 orange.

Skytekablene ble så festet til treplugger som på forhånd var slått inn i tunneltaket og ført ut til luka og opp gjennom sjakta. På forhånd var skytekabler innstøpt forbi lukeproppen.

Standplass for avfyring ble rigget til ca. 30 m fra toppen av sjakta. Fordi salvene var av forskjellig størrelse og med forskjellige skytekabellengder, ble det valgt å bruke tre tennapparater som skulle avfyres samtidig.

Tunnelen mellom luka og Undeknutvatn og nedre halvpart av tunnelen fra Andrevatn til krysset ved Undeknutvatn var på forhånd grovrensket.

Luka er ei glideluke og har lysåpning på 7,0 x 1,85 m^2. Luketerskelen ligger på kt. 921,7. Den er dimensjonert for et ensidig trykk på 133 mVs. I betongen forbi luka ble det innstøpt et 1" stålrør for å følge med vannfyllingen oppstrøms luka.

Fredag 20. juni ble luka stengt. Vannfyllingen oppstrøms luka ble foretatt ved hjelp av det naturlige lekkasjevannet som da ble innestengt.

Mandag 23. juni kl 1300 var vannstanden i tunnelen nådd kt. 925,7, dvs. 4,0 m opp på luka. Dette tilsvarte ca. 10 000 m^3 ifølge opptatt profiler (ca. 10% av totalt tunnelvolum).

Vannstanden i magasinet var på kt. 1030,7.

Statisk trykk på proppen i:	Undeknutvatn var da	101 mVs
	Andrevatn	36 mVs
	Tredjevatn	59 mVs.

Trippelutslaget ble avfyrt 23.06.86 kl 13.17.50.

Den innestengte luftmengda evakuerte ut i Andrevatn og Tredjevatn. Utblåsningen i Andrevatn starta 2 min 20 sek etter avfyring og varte i ca. 15 min.
I Tredjevatn starta utblåsningen etter ca. 4 min. og varte i minst en halv time.

TRYKKMÅLEUTSTYR

Trykkmålingene ble foretatt via det samme røret som ble brukt til kontroll av vannfyllingen mellom luka og utslagene.

Trykkmåleutstyret besto av:

1 stk. slepevisermanometer
2 stk. Kistler piezoresistive trykkceller med forsterkere
1 stk. 4-kanals Tandberg båndspiller

Som strømforsyning ble det benyttet eget aggregat.

Trykkceller og manometer ble montert på målerøret ved luka mens øvrig utstyr var plassert ved toppen av lukesjakta.

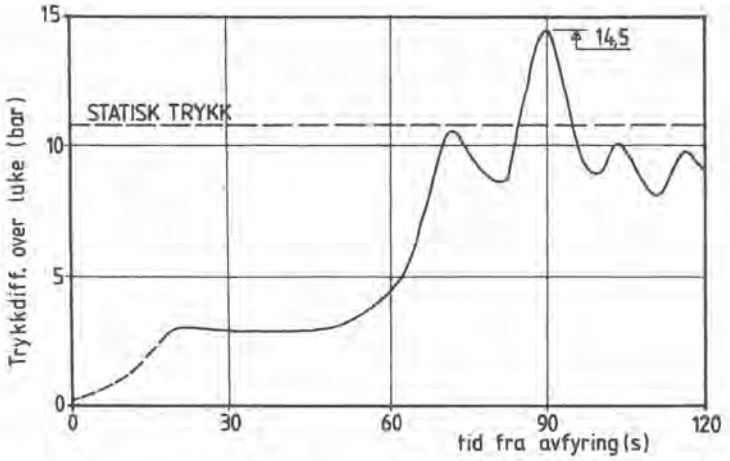


Fig.8 TRYKKFORLØP VED LUKA UNDER TRIPPELUTSLAGET

MÅLERESULTAT

Slepevisermanometret viste et makstrykk på 14,5 bar og et statisk trykk på 10,75 bar referert til luketerskel. Det målte statiske trykket stemmer svært bra med det teoretiske (1 bar = 10,2 mVs).

Trykkforløpet som ble registrert med trykkcellene er vist på fig. 8.

Makstrykket opptrådte ca. 90 sek. etter avfyring og var i overenstemmelse med trykket fra slepevisermanometret.

VURDERING

Det var på forhånd ikke foretatt beregning av trykkforløpet ved den aktuelle vannstand kt. 1031. Det som finnes av sammenligningsgrunnlag er beregninger foretatt med kt. 1038 som forutsetning.

Ved denne vannstand gir beregningen dimensjonerende makstrykk på 175 mVs regnet fra luketerskel.

Dette tilsvarer en trykkstigning til 50% over statisk. Det er rimelig å anta at dette prosenttallet endrer seg lite ved at vannstanden reduseres fra kt. 1038 til kt. 1031.

Dimensjonerende makstrykk ved kt. 1031 blir da ca. 160 mVs (ca. 16 bar) referert til luketerskel. Målt makstrykk lå derfor ca. 1,5 bar under det dimensjonerende.

Makstrykket opptrådte etter 90 sek. I beregningene opptrer makstrykket etter 95 - 100 sek.

På grunnlag av ovenstående er det klart at utslaget ikke ga overraskelser hverken hva makstrykk eller tidsforløp angår. Det er en indikasjon på at utslaget var vellykket. Det er også verdt å merke seg at den numeriske modellen som ble brukt til å forutsi innstrømnings- og trykkforløp, gjelder et enkelt utslagssystem uten forgreninger. Det ble nedlagt et stort arbeid i form av skjønnsmessige vurderinger og modelltilpasninger ved bruk av den enkle beregningsmodellen på det kompliserte trippelutslaget. Vi må ha lov å si at måleresultatet bekrefter det skjønn og de vurderinger som ble gjort under planleggingsarbeidet.

OSEBERG TRANSPORT SYSTEM.
STRANDHOGG HJARTØY

OSEGERG TRANSPORTATION SYSTEM
SHORE APPROACH

Overing. Sigmund Hoel, Norsk Hydro a.s

11.01 SAMMENDRAG

Norsk Hydro a.s er som operatør for Oseberglisensen ansvarlig for bygging av en 670 mm ID oljeledning fra feltet til Sture i Øygarden. Strandhogg Hjartøy er en del av prosjektet og omfatter kryssing av strandsonen.

Forundersøkelser startet i 1984 og en rekke trasèer og metoder for inlandføring ble vurdert.

Byggearbeidene startet i mars 1985 og tunnelen er drevet fram til utslagsområdet. Gjennomslaget til sjøen er ennå ikke utført.

11.02 SUMMARY

Norsk Hydro a.s is as operator for the Oseberg Licence responsible for engineering and construction of a 670 mm ID pipeline from the field to Sture in Øygarden. Strandhogg Hjartøy is part of this project and includes the shore approach.

Surveys and engineering started in 1984 and different routes and methodes were evaluated. A tunnel concept was chosen.

The construction started in March -85 and the tunnel is excavated to the piercing area. The main piercing is still to be constructed.

11.03 OSEBERG-LISENSEN

Oseberg-lisensen omfatter utbygging av blokkene 30/6 og 30/9 på den norske kontinentalsokkelen. Prosjektet er delt i 3 del-prosjekter, Osegerg A (A-plattformen), Oseberg B (B-plattformen) og Oseberg Transport Prosjekt (OTP).

Transportprosjektet er skilt ut som egen juridisk enhet og Norsk Hydro er ansvarlig for utbyggingen på vegne av partnerne som er Statoil, Saga, Elf, Total, Mobil og Norsk Hydro.

Transportprosjektet omfatter en rørledning på totalt 115 km fra Osebergfeltet og lagerhaller i fjell på Sture. Sture ligger i Øygarden kommune i Nordhordaland, ca. 65 km nord for Bergen.

Rørledningsdelen består av:

sjøledning, ca. 108 km
ilandføring, ca. 2 km
landledning, ca. 5km

Oljerøret har innvendig diameter 670 mm og skal frakte 300.000 fat råolje pr. døgn.

11.04 STRANDHOGG HJARTØY

Ilandføringen, "Shore Approach" er passasjen av selve strandsonen med de problemer det innebærer.

Ilandføringen er et møte mellom to kulturer, det har elementer av landbasert virksomhet og offshore arbeider. Det er et krysningspunkt mellom forskjellige kontraktsformer, arbeisspråk, arbeidsmetoder og styring av prosjekter. Det er med list og lempe at navnet "Strandhogg Hjartøy" har skjøvet ut den engelske betegnelsen "Shore Approach".

11.05 VALG AV METODE FOR ILANDFØRINGEN

Beslutningen om bygging og Norsk Hydros ansvar for gjennomføringen ble gitt i Mars 1984. Prosjekteringen startet med studier av metoder for ilandføring. Samtidig ble forberedende undersøkelser av sjøbunnen, topografi og grunnforhold startet.

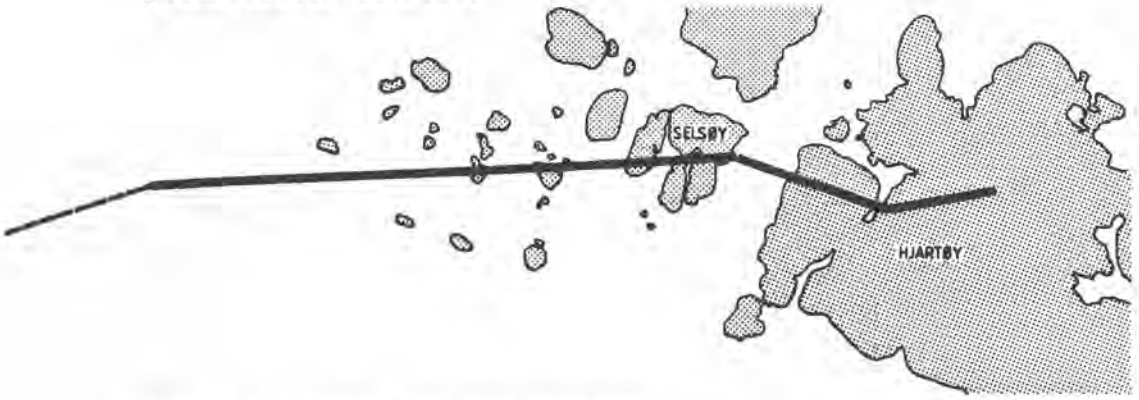


Fig. 11.1 Trasè inn mot Hjartøy

Sjøbunnen utenfor Øygarden er ujevn og vanskelig å passere. De klimatiske forhold er meget tøffe. Spesielt er skvulpesonen kritisk med store erosjonsproblemer. Et annet helt vesentlig moment er korrosjonspåkjenninger på røret. Utenfor strandsonen skråner bunnen fort av ut mot Norskerenna. En vurdering av metode inkluderte også tilpasninger på landsiden og linjeføring videre utover på sjøsiden.

3 forskjellige hovedruter ble undersøkt inn mot Hjartøy som ligger vest for Sture.

En rekke forskjellige metoder ble vurdert:

Tunnel
Rørgrøft på sjøbunnen
"Jetty"-bro
Betongkulvert (Som Statpipe)

De forskjellige alternativer hadde hver for seg forskjellige linjeføringer. 5 mulige tunnel-, 3 grøfte- og 2 bro-trasèer ble undersøkt.

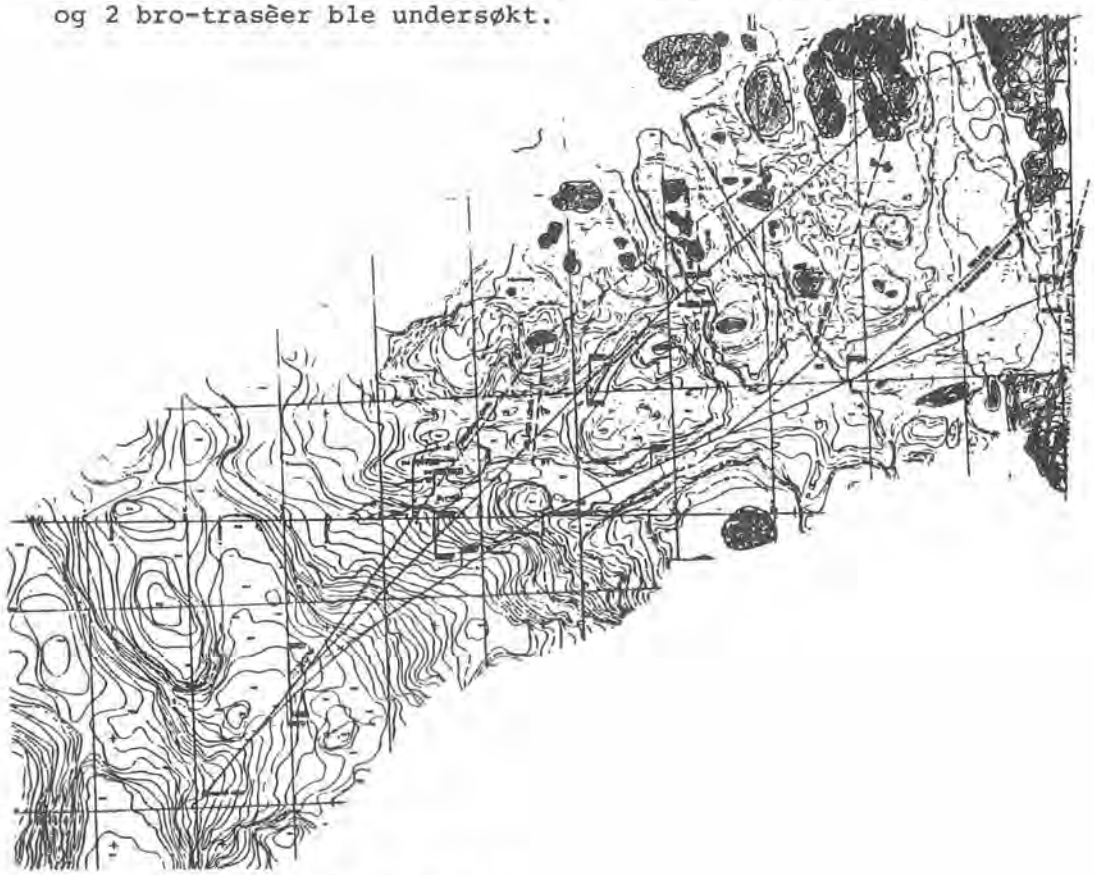


Fig. 11.2 Alternative trasèer

Kriteriene for valg var i første rekke sikkerhet for prosjektet i gjennomføring og driftssituasjon. Tilgjengelig tid for bygging og miljøfaktorer ble vurdert meget nøye. Innenfor disse rammer var kostnader avgjørende.

Det alternativ som klart framstod som beste løsning var en tunnelløsning.

En viktig del av metodevalget var innføringen av oljerøret. Det vil bli matet ut direkte fra leggefartøyet og trukket inn i en sluse av to

betongplugger i tunnelåpningen. Pluggene har et spesielt arrangement for tetting omkring røret.

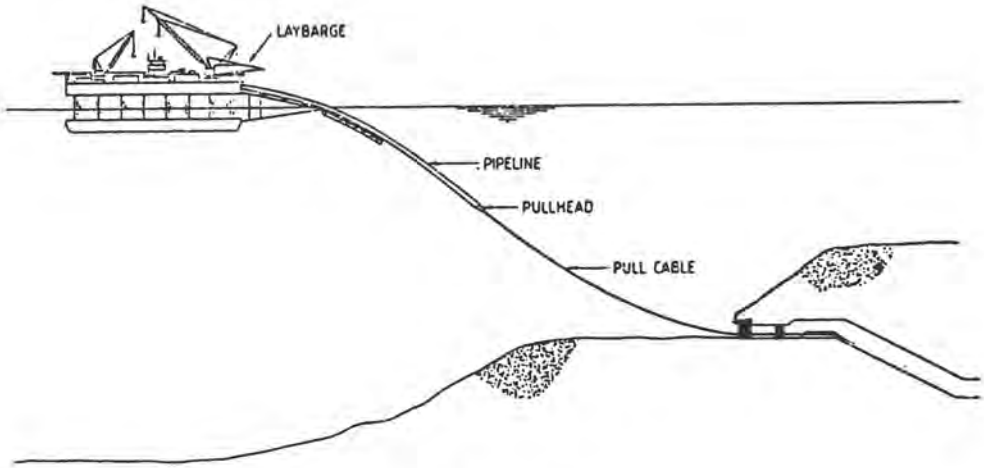


Fig. 11.3 Inntrekking av oljerøret

11.06 FORUNDRSØKELSER

Det ble startet registrering av bølger og strømforhold ved utslagsstedene.

For å bestemme den beste tunneltrasè, utslagssted og videre trase i sjøen, ble det utført meget omfattende grunnundersøkelser sommeren -84 og -85.

Det ble skutt ca. 3,5 km seismikk og boret kjærnehull fra Hjartøy, Selsøy og et skjær utenfor Selsøy. Det ble utført en omfattende kjøring med ROV (Remotely Operated Vehicle) og det finnes kilometervis med video-tape fra disse kjøringene. Løsmasser ble registrert ved akkustiske målinger og trykksonde.

11.07 GEOLOGI

Området ligger i utkanten av Bergensbuene. Bergarten i området består av prekambriske, granittiske gneiser som

er gjennomsatt av bånd av amfibolitt, pegmatittlag og kvartsårer. Utenom svakhetssonene er bergmassene lite til moderat oppsprukket.

Bergartene er meget gamle og de geologiske forholdene komplekse. Topografien samt seismiske refraksjons-målinger indikerte at flere svakhetssoner ville krysse tunnelen. Karakteristisk for området er et steiltstående sprekkesystem med retning NNV og et sekundært mønster N30°Ø. Foliasjonsaksen er Ø-V.

Hjartøysundet mellom Hjartøy og Selsøy indikerer en større svakhetssone. Kjærneboringer i Hjartøysundet viste en sone med bredde på 30 - 40 m. I den sentrale delen ca. 10 m, besto massene av leirinfisert, noe sandholdige gneiser og flere separate leirsoner med mektigheter opptil 1 m. Utenfor Selsøy ligger en tilsvarende men tynnere sone. Man antar at de har oppstått som en resultant av andre systemer.

Overflaten indikerte at det ville være svakhetssoner parallelt overflaten og skifrigheten med svakt fall 6 - 10° mot vest. Under drivingen er påtruffet to parallelle svakhetssoner. Den underste ble krysset to ganger ved lavbrekket, like før og etter Hjartøysonen.

De fleste slepper og svakhetssoner inneholder en meget aktiv svelleleire. Laboratorieforsøk viser svelletrykk på 2,4 MPa og fri svelling over 400 %. Det er de største verdier som noengang er registrert i Norge. Etter rørlegging skal tunnelen fylles med vann. Dette sett i sammenheng med svelleleiren har vært bestemmende for nivå og omfang av permanent sikring.

11.08 TUNNELDRIVING

I februar 1985 ble inngått kontrakt med Astrup Høyer A/S om bygging av Strandhogg Hjartøy. I tillegg til tunneldriving inngår også tiltransporterte underentrepriser for rørlegging i tunnel, andre installasjoner og undervannsarbeider i utslagsområdet. Tunneldrivingen startet 4. mars 85 med 2 mulige tunnellengder og utslagssteder. Tilgjengelig tid, spesielt p.g.a. kryssing av Hjartøysonen måtte vurderes underveis.

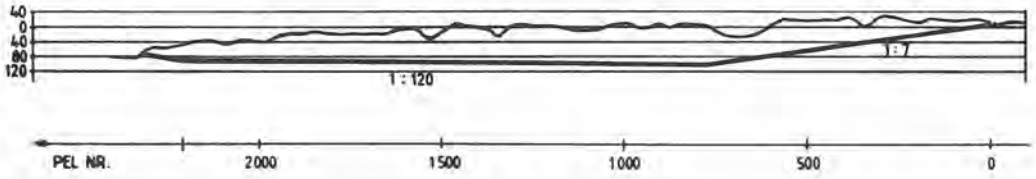


Fig. 11.4 Lengdesnitt av tunnel

Hovedelementer i Strandhogg Hjartøy:

Tverrsnitt	26,5 m^2
Tunnellengde totalt	2 335 m
- synk 1:7	760 m
- stigning 1:120	1 440 m
- stigning 1:6	100 m
- mot utslag	35 m
Vanndybde ved utslag	80 m
Midlere fjelloverdeknig	60 - 70 m
- i Hjartøysundet	50 m
- ytre del	16 m
- utslag	5-6 m

Oljerøret får samme korrosjonsbeskyttelse som sjøledningen. Den består av 6 mm asfalttjære og en kappe av 40 mm betong. Oljerøret legges direkte på tunnelsålen. I driftsfasen skal tunnelen være vannfylt, med mulighet for å kunne tømmes gjennom en vertikal sjakt som bores fra Selsøy ned til tunnelens lavbrekk.

Astrup Høyers utstyr for tunneldrivingen er:

Borrigg:	Strømnes, 3 boms m/ladekorg
Opplasting og utkjøring:	Cat 980 C med reservemaskin Volvo 4600 og lastebiler
Utstøping:	Pumpebil og støpeskjold
Sprøytebetong:	Astrup Høyer (Robocon A/S) (komplett rigg montert på lastebil)
Skiftordning:	Utvidet 2-skifts ordning 108 t/uke

Det har vært noe bore- og ladeproblemer p.g.a. leire på vertikale stikk på tvert av tunnelretningen kombinert med høyt matetrykk. Spesielt gjelder dette i synken 1:7.

Det største problemet for tunneldrivingen var å krysse Hjartøysonen. Her måtte 2 partier støpes ut på stuff, med en samlet lengde på 68 m. Gjennom hovedsonen på 15 m ble det gått med 2 m salvelengder, fiberarmert sprøytebetong umiddelbart etter utlasting og påfølgende utstøping. Sålen ble støpt ut over en lengde på 11 m for å beholde en stabil kjørebane. Området vil bli forsterket med en armert konstruksjonsstøp for den permanente situasjonen med vannfylt tunnel.

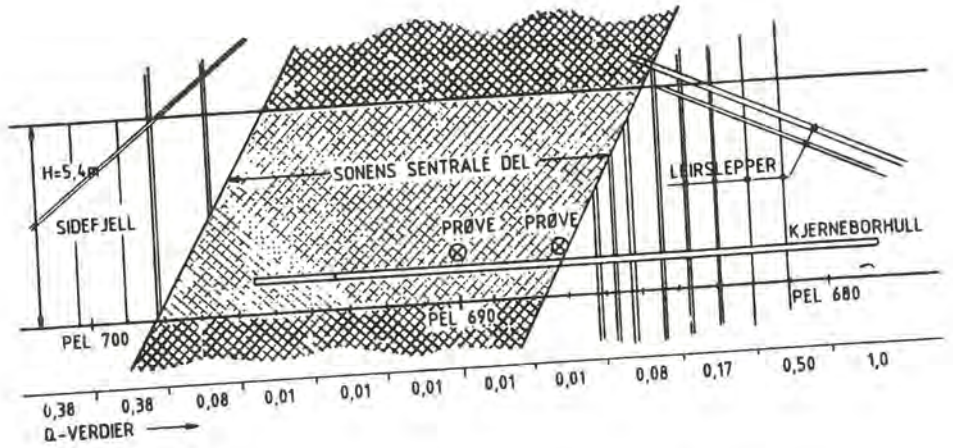


Fig. 11.5 Hjartøysonen

Det ble lagt opp en beredskap for større vannlekkasjer. Fra starten ble installert en pumpeberedskap med kapasitet 1500 l/min. Senere er kapasiteten øket først til 3000 l/min, og før arbeider i utslagsområdet ytterligere øket til 6000 l/min. Gjennomboring til sjøen med hulldiameter 54 mm (2 1/4"), gav maksimalt vannlekkasje på ca. 4000 l/min. Samlet lekkasje inn i tunnelen er i dag ca. 200 l/min.

For hele tunneldriften ble det lagt opp en kontinuerlig sonderboring for å avdekke entuelle vannlekkasjer. Fram til 130 m fra gjennomslag ble det boret 3 stk. 32 m lange sonderhull for hver 24 tunnelmeter. For siste stykket mot utslaget ble sonderboringen intensivert, slik at det for hver 16 tunnelmeter ble boret 6 stk. 24 m lange samt 2 stk. 6 m lange hull.

Maksimal inndrift for hele tunnelen har vært 92 m/uke. Gjennomsnittlig inndrift for de første 2200 m var 40 m/uke, inklusive ca. 46 t/uke med sikring (utregnet etter kontraktens ekvivalenttidsregnskap for sikringsarbeider).

Utførte sikringsarbeider, inklusive planlagt permanent sikring er:

Full utstøpning	275 m
Bolter	ca. 5 000 stk
Sprøytebetong (hovedsaklig fiberarmert)	1 800 m^3
Injeksjonstid	200 stufft.
Injeksjonsstoffer (sementbasert)	ca. 20 tonn

Ca. 30 % av tunnelen er uten annen sikring enn spredt bolting. Spesielt på de siste 1000 m har fjellforholdene vært meget gode og bedre enn antatt.

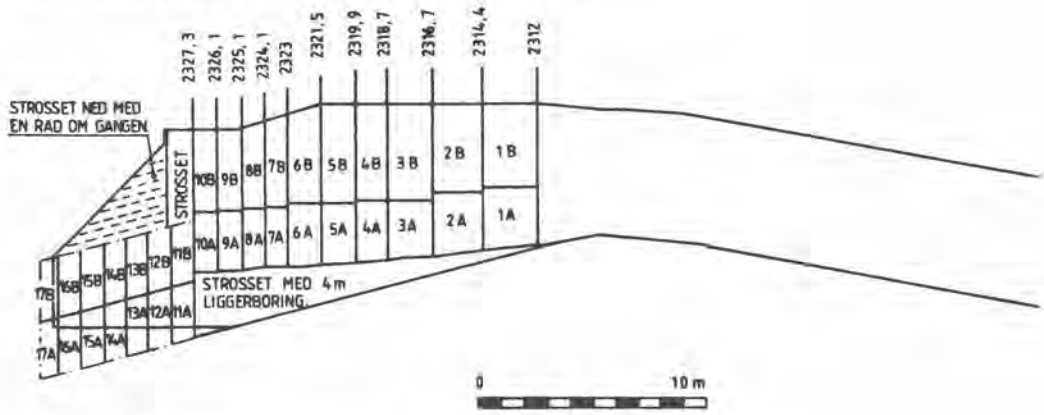


Fig. 11.6 Sprengning mot utslag.

De siste 130 m mot utslaget ble drevet med reduserte salvelender og mot slutten også delte salver. Fig. 11.4 viser sprengninsopplegget for de siste 20 m. Det ble lagt svært stor vekt på forsikt sprengning for å unngå oppsprekking av fjellet i uslagssalva og området for betongproppene. Etter sprengning er vannlekkasjen på ca. 20 l/min i utslagsområdet.

Gjennomboring til sjøen startet ca. 30 m bak utslagsstedet. De ble tettet med en spesiell kolbe som ble koblet til borstangen og satt under trykk v.h.a. trykkluft i spylehullet.

11.09 KVALITETSSIKRING

Konsekvensene av feilvurderinger og forsinkelser er kostnadsmessig meget store og Nordsjøen er et stort reservoar. Sikring mot feiltrinn er vesentlig. Det er det første tunnelanlegg hvor et kvalitetssikringssystem etter NS5801 er tatt i fullt bruk.

Alle arbeider har vært nøye planlegt på forhånd. Man vil alltid vite hva man har forran seg før man går inn i problemene og de kan bli uløselige. En planlagt, systematisk sonderboring og kjærneboring i forventede problemområder er nevnt. Planer for delte salver og reduserte salvelengder er også nevnt tidligere.

Entreprenøren har vist positiv vilje til å etablere systemer og følge de opp underveis. Det er også vår oppfatning at Entreprenøren har hatt positiv nytte av systemet for å unngå kostbare og tidkrevende tabber han selv måtte dekke.

11.10 ERFARINGER

Seismikken har helt klart sine begrensninger under vann og gir bare grove antagelser. Omfanget av stikk og små slepper med konsolidert leire lar seg ikke registrere. Kjærneboringer er dyre men gir et god informasjon. Hullavvik er vanskelig å måle nøyaktig nok. Prøver fra svakhetssoner er ofte utvasket og kan gi et noe skjevt bilde av materialet.

ROV-undersøkelser gir et meget godt bilde av bunnforholdene. De gir detaljerte nærbilder og det kan være vanskelig å få et overblikk over formasjoner.

Generelt er undersøkelser under vann meget kostbare. De gir god informasjon men man skal være meget selektiv i opplegg og valg av omfang. Et problem er den enorme datamengden som man ikke er i stand til å utnytt.

I kartunderlaget og for posisjonering møtes land- og sjøbaserte systemer. Målinger fra landsiden følger NGO akser og høyder mens sjøsiden bygger på UTM koordinater og LAT høyder. Man skal være oppmerksom på de vesentlig større avvikene man har i sjøsystemene.

Omfanget av sikringsarbeidene har vært noe lavere en antatt men med en noe annen fordeling mellom gruppene. Sprøytebetong brukes i dag på en annen måte enn for noen år siden.

Den frykt man hadde for sprøe bergarter med sprekker og lekkasjeproblemer har ikke forekommet. Fjellet har så og si vært helt tett. Den leiren som man finner på slepper og stikk har hatt en meget stor tettende effekt. Så langt har prosjektet gått som planlagt.

11.11 TUNNELUTSLAGET

I juni -86 ble utført en spesiell kjøring med ROV for å kartlegge fjellflaten i detalj. En sonde ble montert i et hull som var boret fra tunnelsiden. Tanken var å få et kontrollpunkt for målesystemene fra tunnel- og sjøsiden.

Måledataene hadde begrenset nøyaktighet og det ble startet omfattende boring av kontrollhull fra tunnelsiden. Fronten av tunnelen er trimmet slik at det gjennstår en fjellskive på 5,5 m ut mot sjøen.

Gjennom hele prosjektet har filosofien vært å flytte flest mulig aktiviteter fra sjø- til tunnelsiden. Tilgjengelig tid har stadig vært revurdert.

Det foreligger planer for utslaget ut i sjøen. Detaljprosjektering pågår fortsatt. Den omfatter:

- o gjennomslag (sprengning)
- o arrangement i tunnel
- o grabbing på utsiden
- o inntrekking av oljerøret
- o prosedyrer for gjennomføringen

Arbeidene vil bli utført i løpet av vinteren og fram til sommeren -87. Området berører interessante sprengningstekniske oppgaver. Temaet er såvidt omfattende at det bør behandles separat og det kan evt. være tema for neste års Fjellsprengningskonferanse.

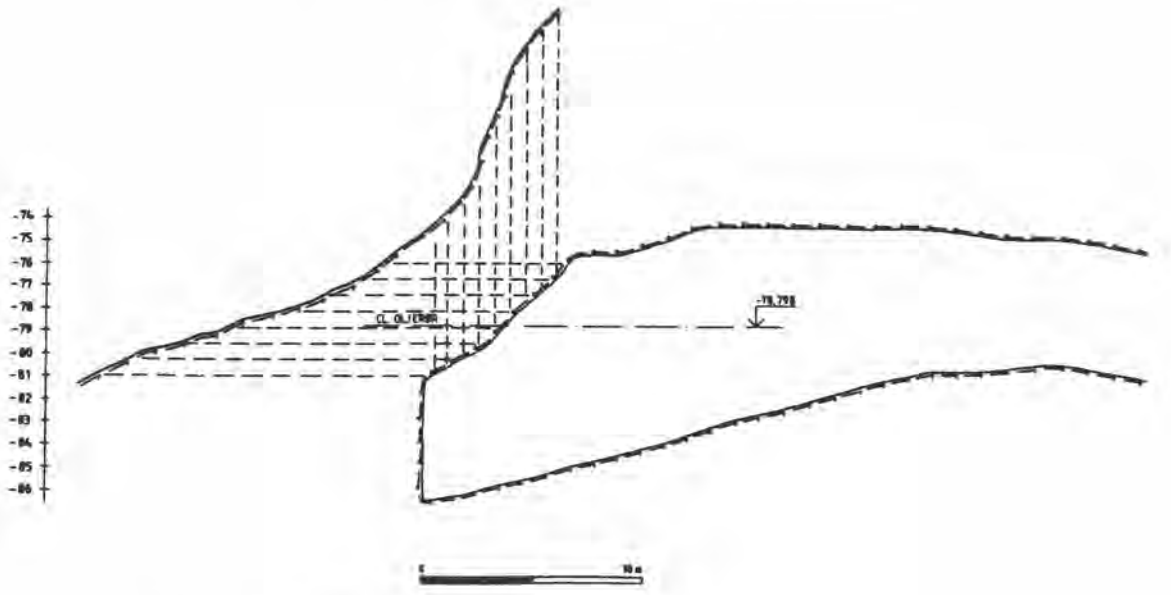


Fig. 11.6 Utslagsområdet

"SUGENDE/BLÅSENDE" VENTILASJON. ERFARINGER FRA GUDVANGEN-TUNNELEN.

Blower-exhaust-combination ventilation method. Experiences from the Gudvangen-tunnel.

Dr.ing. Tom Myran
SINTEF, Avd. for bergteknikk

Ing. Bjarne Løne
Statens Vegvesen. Sogn og Fjordane

SAMMENDRAG

I forbindelse med tunnelsprengning utsettes arbeidstakerne under passering av røykproppen etter skyting for uakseptabelt høye gasskonsentrasjoner ved dagens blåsende ventilasjonsmetode.

På oppdrag for Statens Vegvesen er gjennomført forsøk i Gudvangen-tunnelen med "sugende/blåsende" ventilasjon. Prosjektet ble støttet av Entreprenørenes Landssammenslutning og Statkraft.

Forsøkene viser at det strømningsteknisk og praktisk er fullt mulig å fange opp proppen nær stuff og transportere den ut i rør. Gass-, støv- og siktforholdene utover i tunnelen ble radikalt forbedret sammenlignet med blåsende ventilasjon. Det ble ikke registrert signifikante forskjeller i gass- og støvkonsentrasjoner på stuff under utlasting av salve ved bruk av blås resp. "sug/-blås".

Fortsatt gjenstår å forbedre endel praktiske forhold, samt å tilpasse, optimalisere og innarbeide regulerings- og arbeids-rutiner. Metoden "sug/blås" er fordelaktig i lange tunneler, men vil ha sine begrensninger i de helt små og store tunneltverrsnitt.

Metoden kalles uriktig "sugende/blåsende" ventilasjon. En bedre betegnelse er to-veis ventilasjon (to-strengsløsning resp. en-strengsløsning).

SUMMARY

Workers are exposed for very high concentrations of gas when passing through the blasting fumes after shot-firing in a tunnel. Investigations carried out in the Gudvangen-tunnel when using a blower-exhaust-combination ventilation method show significant better conditions concerning gas, dust and visibility compared with the normal blowing ventilation method.

The blower-exhaust method is suitable in long tunnels, but has limitations in tunnels with small and very large cross sections.

SKYTEPROPPEN

Ved all sprengning utvikles farlige luftforurensninger. Proppen består av gass, faste partikler og vanndamp. Størst helserisiko er knyttet til nitrøse gasser, spesielt nitrogendioksyd (NO_2), og kulloksyd (CO).

Konsentrasjoner på 60 parts per million (ppm) NO_2 og 500 ppm CO er ikke uvanlig når proppen passeres av stuffolkene. De administrative normer er 2 ppm NO_2 resp. 35 ppm CO.

Helsefare knyttet til NO_2:

Innvendige "etseskader".
Emfysem og kroniske bronkitter ved langvarig eller gjentatt påvirkning.
Lungeødem ved høyere konsentrasjoner.

Helsefare knyttet til CO:

Hindrer surstoffopptak i blodet. Personer med hjerte- og karsykdommer er spesielt utsatt.

Nitrøse gasser og kulloksyd har dårlig advarende egenskaper. Man kan utsettes for livstruende konsentrasjoner uten selv å være klar over det.

For ca. 1 år siden omkom 3 personer i Sverige etter å ha blitt utsatt for høye konsentrasjoner av sprenggass. I Finland omkom 2 personer av samme grunn. Også her hjemme er flere alvorlige uhell og dødsfall ved eksponering for sprenggass rapportert.

Selv med de best tenkelige sprengstoff av ANFO, slurry eller patronerte NG-sprengstoffer vil vi ikke klare å nærme oss de administrative normer, slik at dette får noen praktisk miljømessig nytte. All transport mellom dagen og arbeidsplassen på stuff må ved dagens blåsende ventilasjonsmetode i lange tunneler skje gjennom røykproppen med betydelige helsebelastninger knyttet til gass og støv.

KRAV FRA ARBEIDSTILSYNET

Bakgrunnen for prosjektet var krav fra Arbeidstilsynet til entreprenørbransjen om bruk av friskluftutstyr ved passering av røykproppen.

Frisklufttilførselen kan skje direkte til arbeidstakeren ved at denne bruker maske, eller ved at førerhytten settes under overtrykk. I begge tilfeller krever dette et ganske komplisert opplegg med ventilreguleringer og slangeoverføring fra surstoffflaske montert på kjøretøyet. I dagen må et system med flaskebank og fyllingsrutiner etableres. Opplegget vil være arbeidskrevende og relativt kostbart. Gass- og støvproblemene for arbeidstakerne vil ved denne form for direkte surstofftilførsel langt på vei være løst, mens siktproblemene i tunnelen vil være som før.

Fra ulike hold er det reist tvil om disse tiltak er noen god løsning. Prinsippielt bør sprenggassene fjernes så nær stuff som mulig. Dette kan bare skje ved løsninger basert på kombinasjoner av "sugende-blåsende" ventilasjon. Ved en god ventilasjonsløsning reduseres gass- og støveksponeringen til et minimum, samtidig som siktproblemet p.g.a. skyteproppen elimineres. Man unngår ulempene ved bruk av friskluftutstyr eller overtrykksventilasjon. Dessuten bedres arbeidsmiljøforholdene for bakstuff-folkene vesentlig.

Diskusjonen om sug-blås er ikke av ny dato. Eksempelvis anbefaler Arbeidstilsynet metoden som effektiv i sin publikasjon "Ventilasjon av bergrom" fra 1976 (best.nr. 317).

Sitat fra publikasjonen (pkt. 2.2 Krav til ventilasjon): "For mest effektivt å bedre luftforholdene etter skyting i tunnel vil en kombinasjon av sugende og blåsende ventilasjon gi det beste resultat f.eks. ved å "fange" inn mest mulig av skyteproppen og så fortynne de gjenværende forurensede stoffer til under de yrkeshygieniske grenseverdier". Sitat slutt.

Det er gjort få konkrete forsøk på å få utprøvd "sugende-blåsende" ventilasjon i praksis. Viljen har vært tilstede, men det har vist seg vanskelig å skaffe tilveie midler.

TERMINOLOGI - "TO-VEIS VENTILASJON"

Ventilasjonsmetoden betegnes som sugende-blåsende ventilasjon, i motsetning til blåsende ventilasjon. Dette er imidlertid uriktig da ingen av de vifter som inngår i systemet suger. Heller ikke benyttes stive rør i noen del av systemet. En riktigere betegnelse på metoden vil være to-veis ventilasjon med alternativene to-strengsløsning (som i Gudvangen) og en-strengsløsning.

PROSJEKT "SUG-BLÅS" (TO-VEIS VENTILASJON)

I juli 1985 ga Vegdirektoratet v/overing. Lars H. Seim Avdeling for bergteknikk ved SINTEF i oppdrag å gjennomføre et feltforsøk i Gudvangen-tunnelen.

Gudvangen-tunnelen (50 m²) inngår som del av stamvegen mellom Oslo og Bergen, og vil få en total lengde på 11.400 m. Tunnelarbeidet startet opp i desember 1984, og antatt gjennomslag vil skje høsten 1989. Forsøkene ble gjennomført ved tunnellengde ca. 1500 m fra påhugg Langhuso, og inngikk som en del av student Knut Kristensens hovedfagoppgave ved Institutt for gruvedrift, NTH.

FORSØKSOPPLEGGET

Ventilasjonsprinsippet er basert på at det tilføres frisk luft gjennom ett ventilasjonsrør, mens forurenset luft trekkes inn bak stuff og blåses ut gjennom et annet rør til dagen. Friskluftrøret (1,3 m dia.) føres lenger inn mot stuff enn returrøret (1,5 m dia.), som har vifte i begge ender. Avstand mellom friskluftrør og stuff var 45-60 m, og mellom returrør og stuff 150-170 m.

Luftmengden som blåses ut returrøret fra stuffområdet er noe større enn friskluftmengden som blåses inn. Etter at røykproppen er blåst ut fra stuff via returrøret til dagen kan luftretningen i returrøret reverseres slik at begge rør kan blåse friskluft inn til stuff.

Nærmere beskrivelse av forsøkopplegget er gitt i SINTEF-rapporten:

STF36 A86024 Sugende-blåsende ventilasjon for å fjerne skyteproppen i tunneler.
Fullskala-forsøk i Gudvangen-tunnelen.

RESULTATER

P.g.a. tunnelens ventilasjonsanlegg, tverrsnitt, lengde, maskinpark m.m. var visse forutsetninger i forsøksopplegget gitt på forhånd. Friskluftilførselen til stuff var 1400 m^3/min. Returluftkapasiteten, dvs. luft blåst fra stuff til dagen, ble variert mellom 1450 og 2150 m^3/min.

I figur 1, 2, 3 og 4 er vist typiske konsentrasjonskurver for gass (NO_2 og CO), støv og sikt ved bruk av blåsende ventilasjon alene resp. to-veisventilasjon. Kurvene representerer gjennomsnittsverdier målt ca. 1,5 m over liggen ca. 250 m fra stuff.

FIG 1. NO_2-FORLØP VED BLÅS RESP. TO-VEISVENTILASJON

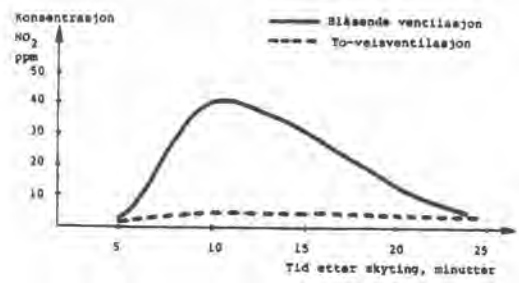


FIG 2. CO-FORLØP VED BLÅS OG TO-VEISVENTILASJON

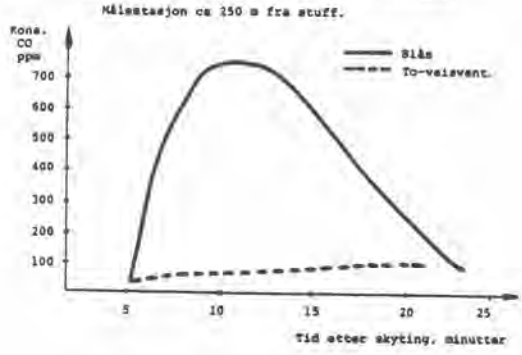


FIG 3. SIKTBARHET VED BLÅS RESP. TO-VEISVENT.

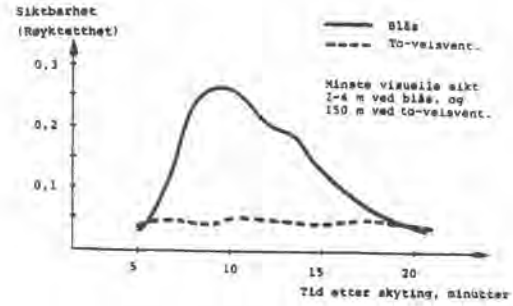
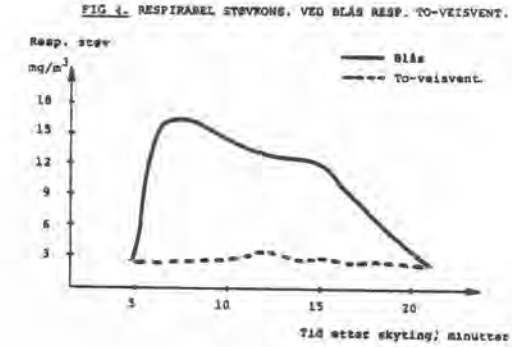


FIG 4. RESPIRABEL STØVKONS. VED BLÅS RESP. TO-VEISVENT.



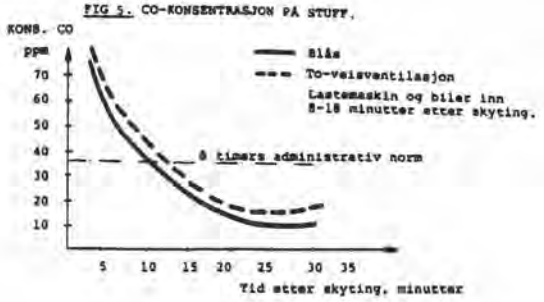
I tabell 1 er vist maksimalverdier for NO_2, CO, støv og sikt ved blåsende resp. to-veis ventilasjon. Videre er også angitt de maksimale reduksjonsfaktorer når blås og to-veis ventilasjon sammenlignes.

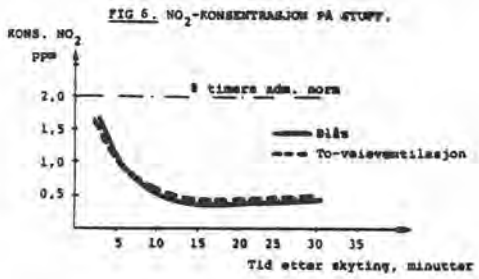
Tabell 1. Maks. reduksjonsfaktorer for gass, støv og sikt ved to-veis ventilasjon sammenlignet med blås.

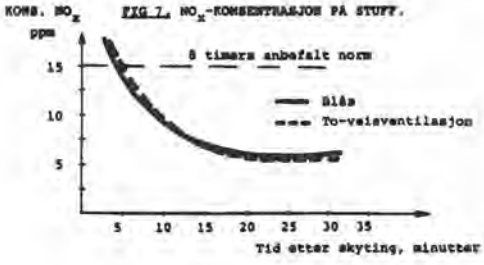
	Maks. verdier		Maks. reduksjonsfaktor ved to-veis ventilasjon
	Blås	To-veis ventilasjon	
NO_2, ppm	45	4	11
CO, ppm	750	90	8
Sikt, målt visuelt	0,26 2-4 m	0,05 150 m	5 ≈ 50
Støv, mg/m^3	16,5	3	5

Av figurene 1 til 4 samt tabell 1 fremgår at to-veis ventilasjon gir langt bedre gass- og støvforhold i tunnelen enn blåsende ventilasjon.

I stuffsonen ble det oppnådd en tilfredsstillende arbeidsatmosfære med hensyn på gass etter 12-15 minutter. Støv- og gassmålinger i stuffsonen etter skyting viste ingen signifikant forskjell mellom to-veis ventilasjon og blåsende ventilasjon. Dette er vist i figurene 5, 6 og 7.







For å unngå støvavsetning i returluftrøret bør luftens transport-hastighet ideelt sett være ≥ 21 m/sek. Ved lavere hastigheter vil støv begynne å avsette seg i duken. Eksempelvis viste målinger at støvavsetningen i returluftrøret under forsøkene varierte mellom 1,15 og 1,62 gram/m ved gjennomsnittlige rørhastigheter på 12-18 m/sek.

DISKUSJON

Lekkasjen i returluftrøret er en kritisk parameter, og bør holdes under 10 % pr. km. i gjennomsnitt. Utluftingstid og effektivitet for metoden to-veis ventilasjon henger i større grad sammen med forholdet mellom tilført og returnert luft fra stuff, enn av mengde returnert luft alene. Forsøkene i Gudvangen-tunnelen indikerer at tilført luftmengde bør være 0,7-0,9 x returnert luftmengde.

I forsøkets startfase oppstod en rekke problemer som etterhvert har funnet sin løsning. Duken i returluftrøret var gammel og ga større lekkasjer enn forutsatt. P.g.a. trykkbølgene fra skytingen oppstod problemer med relé, motorvern og kontaktorer i elektrisk skap. Motorvernet for returluftviften (inneviften) slo periodevis ut. Ved å henge opp relé og motorvern i ledning istedetfor fastskrudd i skapet ble disse problemer løst.

Inneviften er en GAL14 90/90 og 660 V-anlegg plassert på en vogn ca. 180 m fra stuff. Det benyttes samme strømopplegg som for borrigg, men med hvert sitt strømuttak fra kabelvogn. Viften startes v.hj.a. trykkstøtet fra salven mot en mekanisk bryter, og tidsrelé med forsinkelse etter valg. Tidsreléet styrer også gangtiden for viften, som kan startes og stoppes manuelt. Når luftretningen i to-veisrøret reverseres skjer dette automatisk ved at dagviften startes v.hj.a. signaloverføring via tidsrelé og telekabel fra stuff. Telekabelen var lagt tidligere (5 par), og 2 par ble tatt i bruk for å samkjøre viftene.

Kabelen mellom inneviften og kabeltrommelen er forlenget fra 30 m til 90 m, dermed kan det gå lenger tid mellom hvert vifte-flytt. Avstanden mellom inneviften og stuff er av mindre betydning for et godt resultat. Kabelen mellom vifte og borrigg er av samme type som til borriggen (gummikabel).

Viftene i hver ende av to-veisrøret automatstyres som nevnt via telekabel, som er lagt åpen på tunnelveggen. Dette gjør at den lett utsettes for skade. Den vil derfor bli lagt i grøften eller henges opp langs wiren for ventilasjonsduken.

Telekabelens 5 par (5 linjer) har følgende funksjoner:

Linje 1 : Telefon 200 m fra stuff, montert på innevifte.

Linje 2 : Felttelefon med forskjellige uttak i tunnelen.

Linje 3 : Alarm for vann.

Linje 4 og 5: Styring av vifter. Ved elektronisk styring trengs bare en linje. Dette gir færre relé og kontaktorer, og større sikkerhet for at viftene fungerer.

Eksempel på referat i dagbok etter salve:

9/6-1986. Salve kl. 16.20. Tunnellengde 2300 meter.

Salve går. Dagvifte 1 (1,30 duk) på trinn 2	0 sek
Innevifte starter automatisk	45 sek
Luft kommer ut	1 min 45 sek
Dagvifte 1 (1,30 duk) slåes på trinn 3	2 min
Litt ladd ut	4 min
Ladd ut	6 min
Ladden minker	12 min
" " mer	14 min
Innevifte stopper automatisk	15 min
Dagvifte 2 (1,50 duk) slåes på manuelt	19 min 30 sek
Befaring tunnel	22 min

Kommentarer:

Små lekkasjer i returluftrør. Litt ladd 1600 meter inne, dvs. 700 meter fra stuff. Ellers rent for ladd. Dagvifte 1 (1,30 duk) bør slåes på trinn 3 rett etter at salven har gått. Inneviften kunne gått 1-2 minutter lenger. 1,30 m duken var langt fra stuff (60-70 m).

KONKLUSJON

Fullskala-forsøket på to-veis ventilasjon i Gudvangen-tunnelen viser at det er praktisk mulig å fange opp røykproppen nær stuff og transportere den ut i rør.

Metoden krever en nøye lekkasjekontroll av spesielt returluft-røret, og et balansert forhold mellom friskluft- og returluft-mengde.

Etter endel skepsis innledningsvis, vifte-trøbbel, problemer med samkjøring av viftene, utett og dårlig ventilasjonsduk, kabelbrudd m.m. fungerer nå anlegget meget godt. Drivere, lastere og lastebilsjåfører vil ha to-veis ventilasjon. Miljø- og trafikk-sikkerheten er radikalt forbedret og metoden har gitt en inn-sparing på utkjøringstiden pr. salve på 15-20 minutter.

Metoden har ikke medført økt bemanning, men fører til økt arbeidsbelastning for bakstuffolkene dersom duken er gammel og krever mye lapping og kontroll.

To-veis ventilasjon etter to-strengsløsningen i Gudvangen har funnet sin løsning. En-strengsløsningen for mindre tverrsnitt er under vurdering, og fullskala-forsøk vil etter planen bli gjennomført.

To-veis ventilasjon vil gi økte kostnader sammenlignet med blåsende ventilasjon.

Foreløpig er ikke sammenstilt en relevant kostnadssammenligning for metodene to-veis ventilasjon og blåsende ventilasjon. Enkle beregninger viser imidlertid at to-veis ventilasjon, avhengig av prinsippløsning, vil medføre en kostnadsøkning av størrelsesorden 40-60 % sammenlignet med dagens opplegg.

BLINDSJAKTBORING

BORING OF BLIND SHAFTS

Professor Kai Nielsen
Institutt for gruvedrift
7034 Trondheim-NTH

SAMMENDRAG

En blindsjakt avsenkes uten noen forbindelse til eventuelle underliggende bergrom. All massen må derfor fraktes opp sjakten. Det foregår en utvikling av utstyr for boring av dype sjakter også i harde bergarter. En metode bruker boring med rigg på overflaten og borestreng på samme måte som i oljeboring. Dette er den eldste metoden, og man regner med at den nå kan benyttes for sjakter med 6 m diameter ned til ca. 1000 m dyp. Den nyeste utviklingen går på fullprofil - eller delprofilmaskiner som arbeider etter de samme prinsipper som en vanlig TBM (Wirth), eller den nye Mobile Miner (Robbins). Disse maskinene er ennå på prøvestadiet. Man har foreløpig liten eller ingen erfaring med slikt utstyr i bergarter av norsk type, men metodene vil utvikles slik at blindsjakter kan bli et interessant alternativ for adkomst til dype anlegg som f.eks. oljelager og gasskraftverk. Man kan også tenke seg blindsjaktboring fra en gravitasjonsplattform i forbindelse med bruk av oljegruvemetoden off-shore. Dette vil kunne medføre en drastisk reduksjon av anleggstiden med drift på to stuffer.

SUMMARY

A blind shaft is sunk without being connected to any underlying excavations. The muck must be transported up and out of the shaft itself. There is a development of new equipment for shaft boring also in hard rocks. The most common way is to drill large holes with a surface rig and drill string as used for oil drilling. This method can now be used for shafts with 6 m diameter down to a depth of 1000 m. The newest equipment is developed with the same boring technique as an ordinary TBM (Wirth), or the new Mobile Miner (Robbins). These machines are still in their early stage of development. So far, there is little or no experience with large hole drilling or shaft boring machines in Norwegian type hard rock, but the methods are being developed so that blind shafts may become an interesting alternative for primary access to deep excavations such as oil storage caverns and gas fired power stations. Blind shaft boring from a gravity platform, can also be used for oil mine development off-shore. This will enable boring at two faces, and lead to a substantial reduction in construction time.

1. INNLEDNING

En blindsjakt avsenkes ovenfra og nedover uten at det er noen forbindelse med eventuelle bergrom under sjakten. Dette betyr at massen må fraktes opp gjennom sjakten og ut etter hvert som sjakten drives.

Sjakter har fra gammelt av vært brukt som åpning og adkomst ved malmbrytning, og drivingen har hittil vært dominert av konvensjonell drift med boring, sprengning, lasting, transport, sikring og innbygging.

I de senere år har man imidlertid sett en utvikling av utstyr for boring av dype sjakter også i harde bergarter. Denne utviklingen vil føre til en mer effektiv og raskere driving, selv om den ikke nødvendigvis vil gi lavere enhetskostnader for selve avsenkningen.

Sammenlignet med en konvensjonell adkomst via skråbane, vil loddsjakter derfor kunne gi raskere og billigere adkomst til dyptliggende anlegg.

De dypeste gruvesjaktene finner man i Sør-Afrika hvor man har loddsjakter på over 3000 m lengde. Også i Nord-Amerika finnes sjakter på mer enn 2000 m. Loddsjakter kan derfor løse adkomsten til alle dyptliggende anlegg man i praksis kan forestille seg i dag.

2. KONVENSJONELL AVSENKNING

Ved konvensjonell avsenkning bruker man i dag alltid en rigg med flere arbeidsdekk som senkes ned sjakten under drivingen. Riggen er ofte utstyrt med en "cactus grab" eller en "clamshell grab" for lasting i 10-15 tonns sjakttønner. Ved store sjakttverrsnitt brukes også beltegående frontlastere eller kastelastere som heises ned fra sjaktriggen.

Figur 1 viser en slik sjaktrigg som er heist litt opp i sjakten for å gi plass til den spesielle boreriggen som spennes opp mot sjaktveggen. (Ref. 1).

Arbeidsplattformene brukes også til sikring og sjaktinnbygging av heisegeider og andre permanente installasjoner under drivingen. På denne måten kan man heise med normale hastigheter på 10-15 m/sek også under avsenkningen. Dette sparer både tid og penger i forhold til tidligere praksis hvor de permanente installasjonene ofte ble gjort etter at sjakten var ferdig drevet.

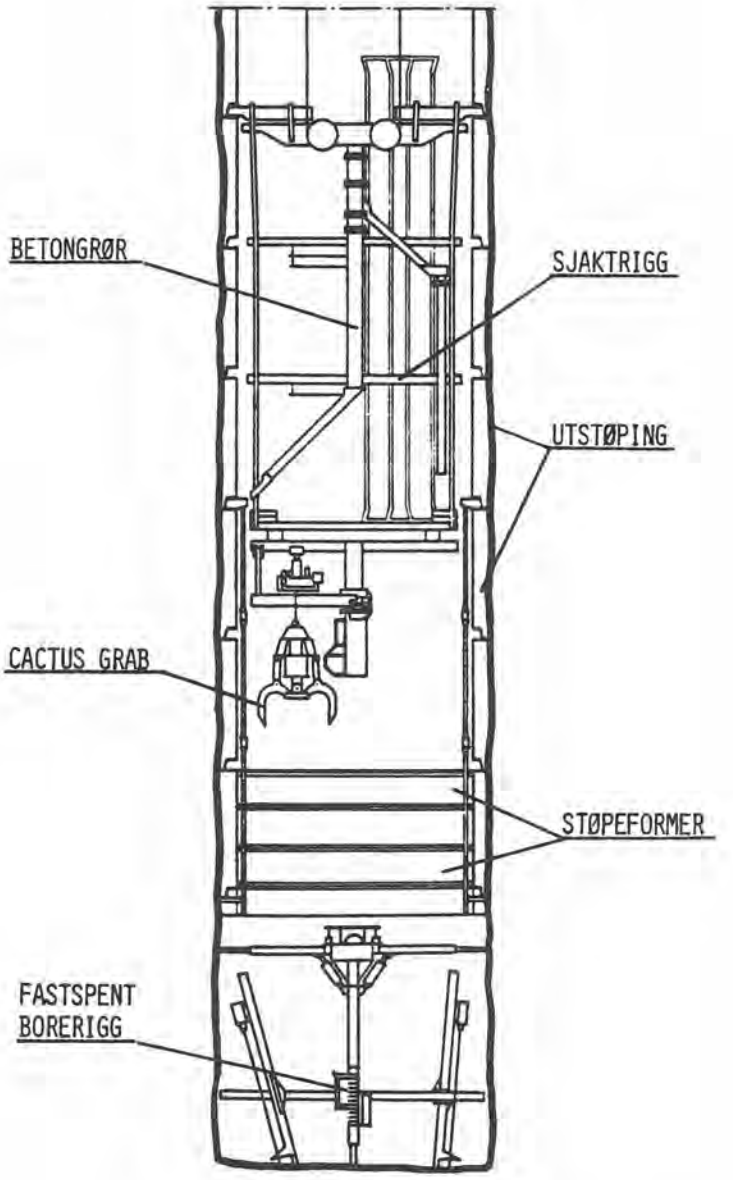


Fig. 1. Moderne sjaktrigg for konvensjonell avsenkning av fullt utstøpt loddsjakt. Riggen er utstyrt med cactus grab.

3. SJAKTBORING

I dag finnes to prinsipielt forskjellige metoder for boring av blindsjakter:

- Boring fra rigg på overflaten og bruk av borestreng på samme måte som ved oljeboring.
- Boring med maskin hvor borehode, rotasjon og mating utgjør en integrert enhet på samme måte som ved tunnelboring (sjaktboremaskin).

3.1. Boring fra overflaten

Metoden ble utviklet i begynnelsen av 60-årene fra vanlig landbasert oljeboreutstyr, først og fremst for boring av sjakter for underjords testing av atomvåpen og for bruk til rakettsiloer.

I grove trekk består utstyret av følgende komponenter:

- Boretårn med heis og rotasjonsutstyr.
- Borestreng med stabilisatorer og vekter for mating. Strengen overfører dreiemoment fra rotasjonsutstyret på boreriggen til borehodet, og fører dessuten kaks og spylemedium ut av borhullet.
- Borehode med kuttere.
- Anlegg for utskilling av kaks fra spylemediet.
- Energiforsyning, hydrauliske pumper, spylepumper og kompressorer.

Utstyret og metoden er i prinsipp vist på figur 2. (Ref. 2).

Spylingen og kakstransporten foregår ofte ved omvendt (revers) sirkulasjon med dobbeltvegget borestreng. Dette innebærer at spylemediet ofte mates inn via selve borhullet, og transporteres ut sammen med kakset gjennom den indre borestrengen. For å drive sirkulasjonen brukes injeksjon av trykkluft fra det ytre hulrommet i borestrengen inn i senterhullet nede nær hullbunnen, såkalt "air-lift pumping". Blandingen av spylemedium, kaks og luftbobler vil opptre som en væske med lavere egenvekt enn det rene spylemediet i borhullet, slik at man får en sirkulasjon fra hullet forbi hullbunnen og opp gjennom borestrengen.

Blandt fordelene med metoden er at væsken i borhullet vil stabilisere borhullsveggen under boring. Denne effekten kan forbedres ved tilsetting av barytt eller andre vektmidler. Man kan også bruke tilsats av kjemikalier, f.eks. bentonitt, for å hindre væsketap ut i berget rundt borhullet.

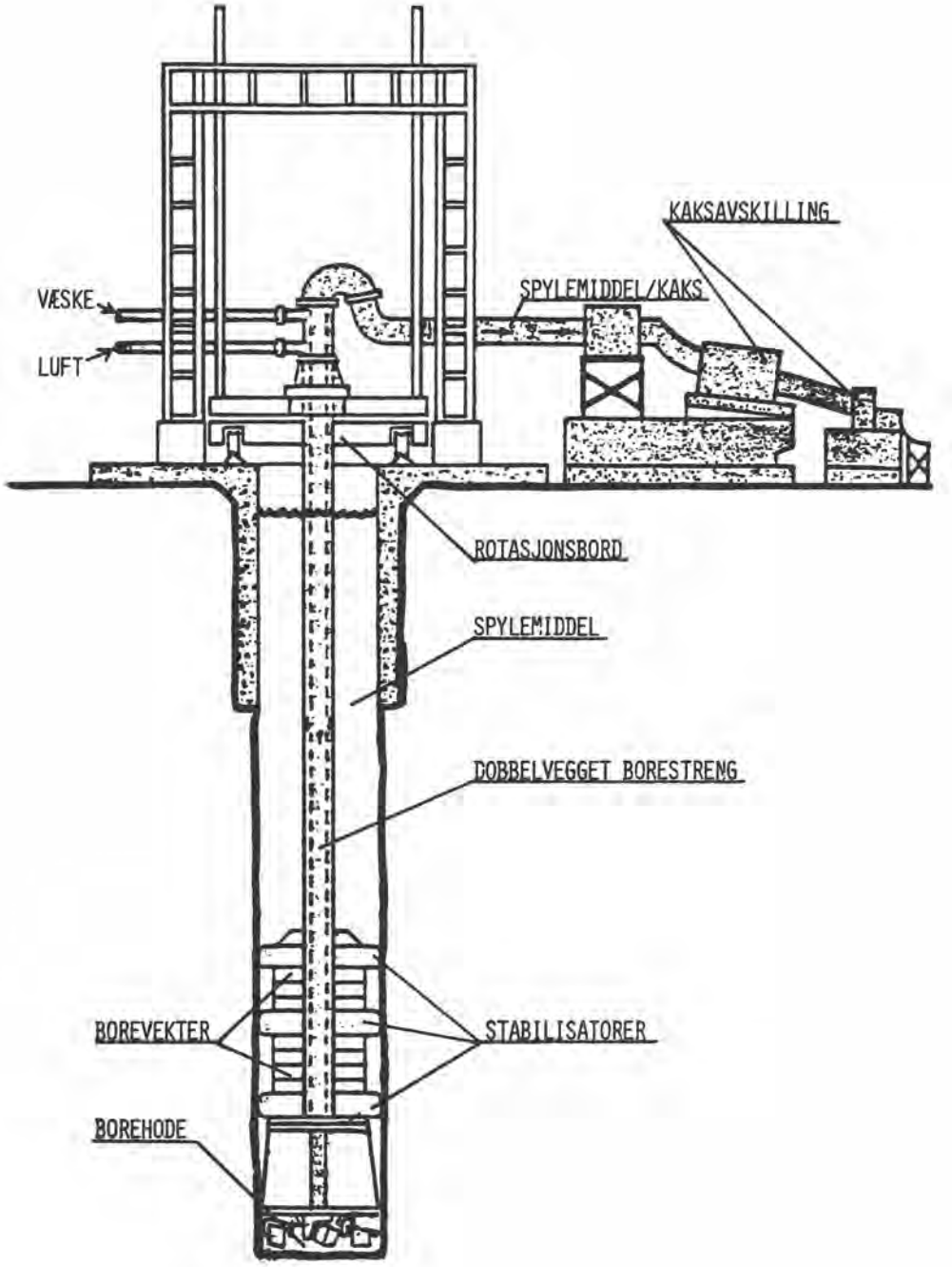


Fig. 2. Rigg for boring av blindsjakt fra overflaten.

Den doble borestrengen kan også brukes til å pumpe ned spylemedium gjennom ytterrommet, og ta returen og kakset ut gjennom senterstrengen, mens selve borhullet også er fylt med væske. Air-lift pumping har imidlertid vist seg å være enkel og driftssikker, og har vært mest brukt frem til i dag.

Sjakten står altså usikret og fylt av spylemedium under hele boreoperasjonen. Dersom det er behov for permanent utforing for sikring og/eller tetting, vil sjaktforingen kunne settes ned idet man benytter seg av oppdriften til spylemediet, slik som illustrert på figur 3.

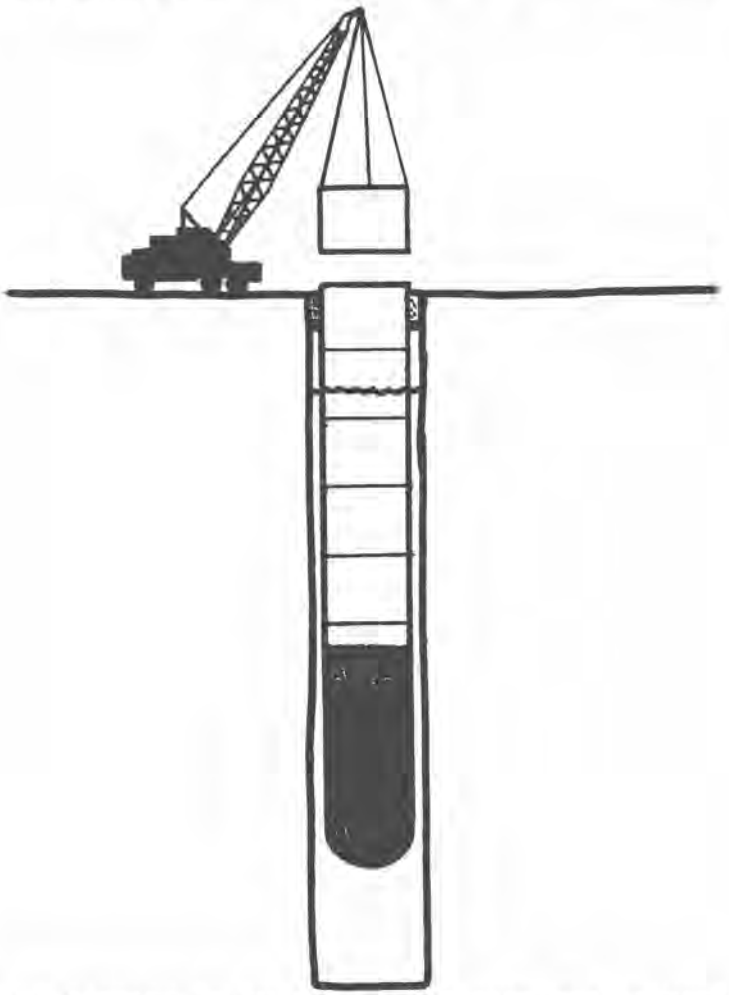


Fig. 3. Nedsetting av sveiset stålforing med utnyttelse av oppdriften i spylemediet.

Utforingen kan også gjøres med prefabrikerte betongelementer som heises på plass som illustrert på figur 4. Ved bruk av ledewire festet til bunnelementet og passende føringer på de andre elementene, kan sjakten fores uten å tømmes for spylemedium. Ringrommet mellom elementene og hullveggen bakstøpes trinnvis oppover, f.eks. for hvert 10. element. Dette gir en vanntett sjakt som er klar til innbygging etter at spylemediet er pumpet ut. (Ref. 3).

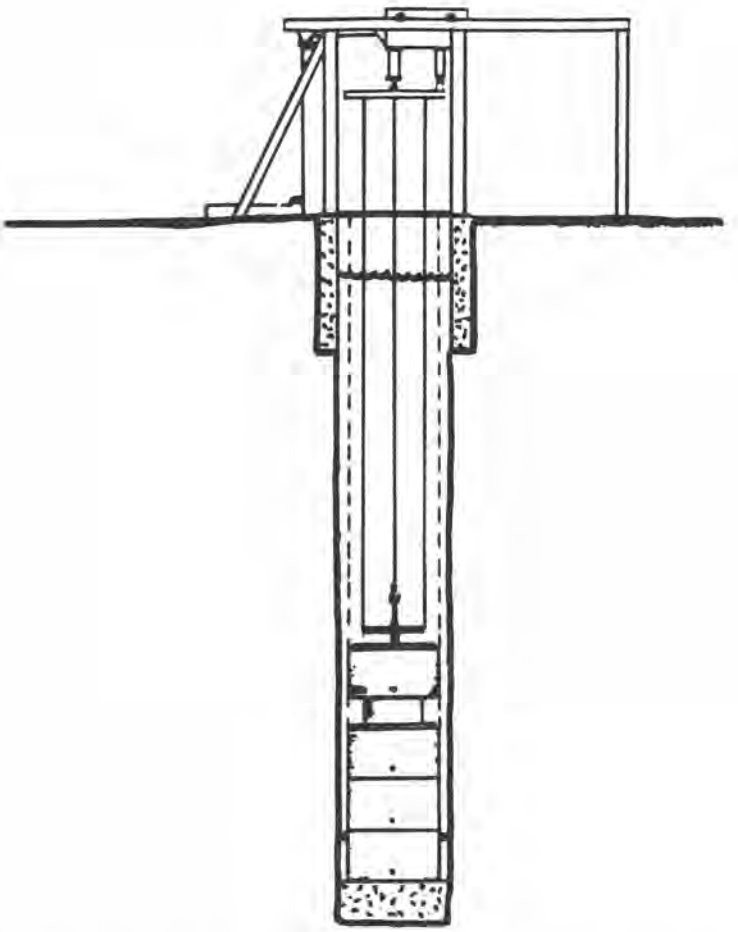


Fig. 4. Nedsetting av prefabrikerte betongelementer for utforing av blindsjakt.

Ved konvensjonell sikring med f.eks. bolter og nett, arbeides fra en arbeidsplattform som heises ned etter hvert som spylemediet pumpes ut av sjakten.

Med dagens utstyr kan man bore sjakter med opp til 6 m diameter ned til ca. 1000 m dyp i løse og middels hårde bergarter. Selve boringen kan gå svært raskt med netto inndrifter på 15-25 m/døgn avhengig av sjaktdiameter og bergart. Men metoden har den svakheten at all sikring, utforing og sjaktbygging må foregå etter at boringen er avsluttet.

3.2. Sjaktboremaskiner

Firmaene Wirth og Robbins er de som har stått fremst når det gjelder å utvikle sjaktboremaskiner.

Wirth har valgt å satse på en fullprofilmaskin etter samme prinsipp som en vanlig TBM, mens Robbins har under utprøving en delsnittsmaskin (som forøvrig burde kalles delprofilmaskin istedet for den noe inkonsekvente oversettelsen fra tysk: Teilschnittmaschine/Vollschnittmaschine).

Det store problemet med boremaskiner for blindsjakter, har vært kakstransporten vekk fra hullbunnen og opp forbi maskinen.

Wirth har under sitt utviklingsarbeide hele tiden satset på en løsning med hydraulisk transport fra hullbunnen, mens Robbins har valgt å gå inn for en mekanisk løsning.

Figur 5 viser en såkalt VSB-maskin fra Wirth med hydraulisk kakstransport. (Ref. 4).

Slik maskinen er utviklet i dag, foregår kakstransporten i to trinn:

1. Kakset suges inn mot sentrum av borhullet og pumpes opp til et øvre maskindekk for omlasting, separasjon og videre transport.

2. Pumping av finkakset helt opp til overflaten, mens grovkakset sendes i retur til borehodet for videre nedknusing.

Borehodet er neddykket i vann, og en pumpe sørger for jevn vannstand. Kakset suges opp gjennom senteret av borehodet ved hjelp av sentrifugalpumpe(r) som er plassert i inner-kellyen under vannspeilet i sjakten. Dermed unngås sugetap ved løfting av kakset fra hullbunnen. Pumpen(e) sender så kakset opp til et anlegg for videre behandling. Anlegget kan være plassert på et øvre dekk på selve maskinen, eller på en service- og utstyrsplattform som er opphengt i sjakten over selve boremaskinen. Her blir kaks/vannblandingen separert slik at alt materiale

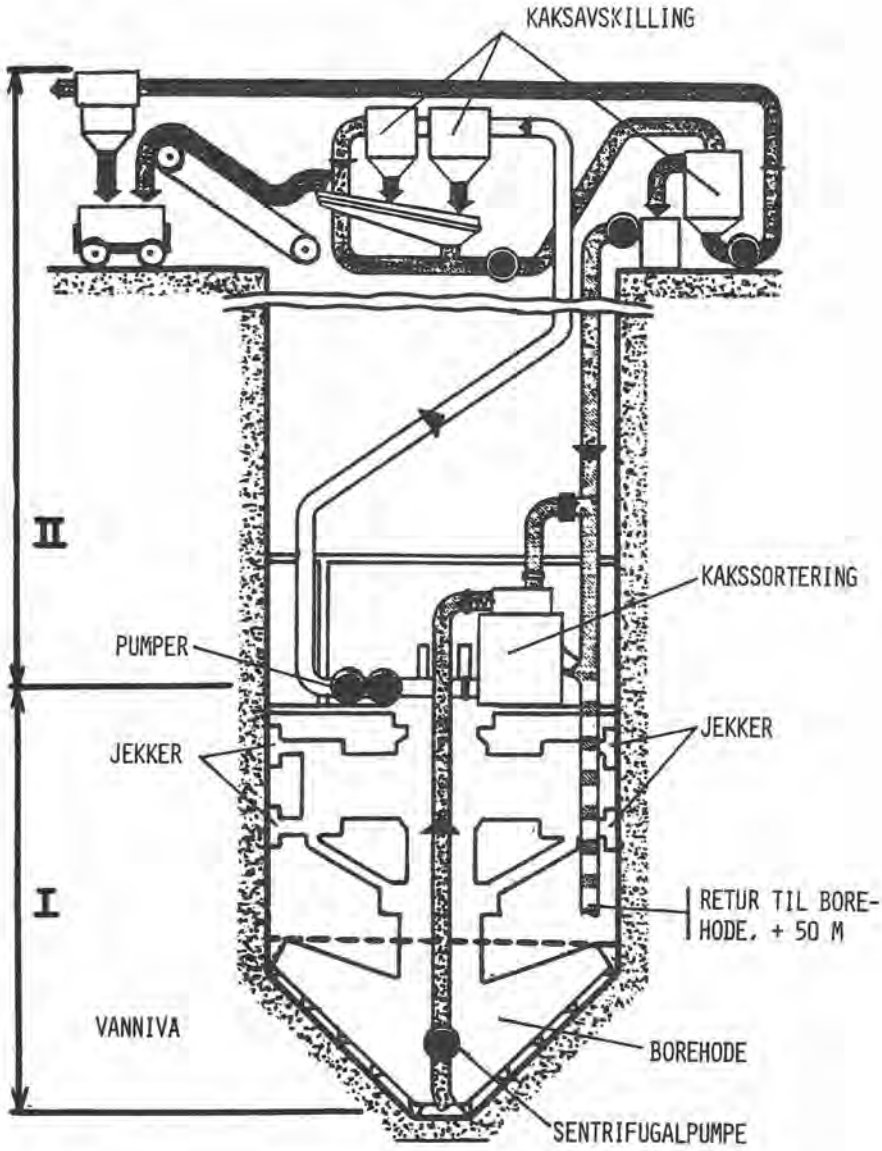


Fig. 5. Wirth blindsjaktmaskin med hydraulisk kakstransport.

finere enn ca. 50 mm blir pumpet videre opp sjakten v.hj.a. sentrifugalpumper i ett eller flere trinn. Det grove kakset går ned til hullbunnen for videre nedknusing under borehodet. Denne separasjonen er nødvendig da det grovere kakset vil medføre for stor slitasje på pumper og rør i 2. pumpetrinn. På toppen av sjakten blir kakset avvannet, og klarvannet sendes i retur med eventuell tilsats av nytt vann for å kompensere tap.

Et slikt system med pumping i åpen krets med sentrifugalpumper, har sine klare tekniske og økonomiske begrensninger. Metoden anses derfor å være brukbar for pumpehøyder opp til ca. 250 m.

Wirth har utviklet to nye metoder for kakstransport fra maskinen opp til dagen, en hydraulisk og en mekanisk. (Ref. 5).

Den hydrauliske metoden er basert på pumping i et U-rør slik at den hydrauliske gradienten mellom topp og bunn av sjakten utjevnes. Pumpene trenger derfor bare å overvinne trykktapet i tilførselsrør og pumperør. Kakset fra 1. trinn mates inn i pumpesystemet via en trekammerlås eller sluse som plasseres i bakriggen. Prinsippet for metoden er illustrert på figur 6. (Ref. 6).

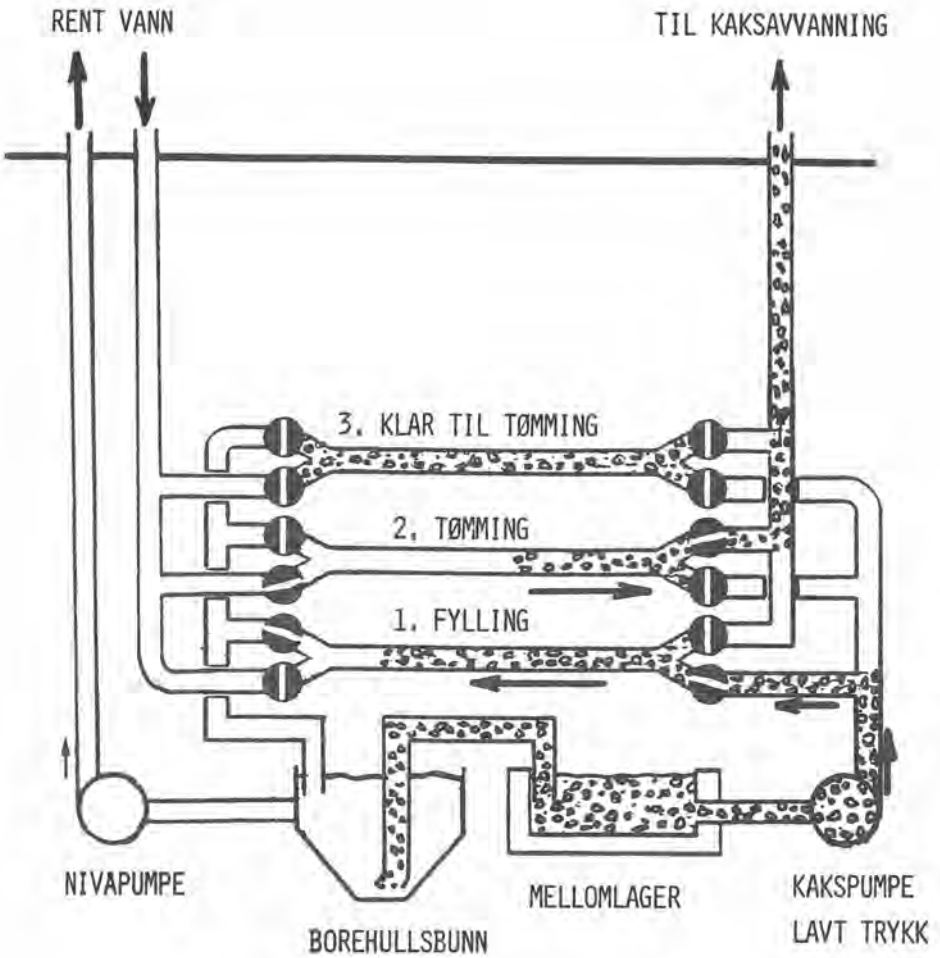


Fig. 6. Pumping med kommuniserende rør og trekammersluse. Ved å alternere mellom fylling og transport i de tre kammerne, oppnås tilnærmet kontinuerlig godstransport.

Også ved dette systemet må kakset sorteres slik at de grovere fragmentene ikke sendes til pumpesystemet. Man vil her satse på en knuser plassert i bakriggen. Løsningen med retur av grovkaks til borehodet er opplagt uheldig, da dette nedsetter borsynken.

Denne metoden for hydraulisk transport anses anvendbar for løftehøyder på over 1000 m.

Ved mekanisk transport av kaks i 2. trinn, brukes dobbel fordring med sjakttønner på samme måte som ved konvensjonell avsenkning. Kakset fra 1. pumpetrinn avvannes og legges i et mellomlager med tilstrekkelig kapasitet til at pumpingen kan gå kontinuerlig mens tønnene er på veg opp til tømming eller ned for fylling.

Metoden er enkel og velprøvet, og man trenger ingen sekundær nedknusing av grovkakset. Det vil heller ikke bli problemer ved store finstoffmengder, noe som kan føre til viskositetsendringer og store trykktap ved 2. trinns pumping.

Metoden har heller ingen praktisk høydebegrensning, men ved dype sjakter vil heisekapasiteten etter hvert gå ned, slik at den effektive inndrift kan bli redusert.

Robbins prototypemaskin er i prinsippet lik deres såkalte Continuous Miner som nå er i prøveproduksjon i Mount Isa i Australia. Her går maskinen i meget harde grønnstener og kvartsitter. (Ref. 7).

Denne maskinen er en delprofilmaskin basert på samme kutterprinsipp som ved fullprofilboring i hardt fjell. Sjaktboremaskinen er illustrert på figur 7. (Ref. 8).

Maskinen bearbeider berget v.hj.a. et hjul forsynt med diskkuttere.Kutterhjulet roterer om sin egen akse og presses først nedover slik at det dannes en 50-60 mm dyp rille i sjaktbunnen. Deretter roteres hele kutterhjulet omkring maskinaksen slik at hele sjaktbunnen bores ut. Etter en sving på 360 grader, presses igjen kutterhjulet ned for et nytt tak.

Opplastingen skjer med en hydraulisk grabb fra sjaktbunnen opp i en kaksbeholder. Lasteren følger med rundt etter hvert som kutterhjulet svinges om maskinaksen, og kakset skrapes samtidig mot lasteren.

Etter 540 graders sving er kaksbeholderen fylt, og den heises opp og tømmes i en sjakttønne med tilsvarende kapasitet. Transporten opp sjakten skjer ved dobbel fordring i tønner som ved konvensjonell drift.

Maskinen kan bore 0,6 m mellom hver gang gripejekkene må ta nytt tak.

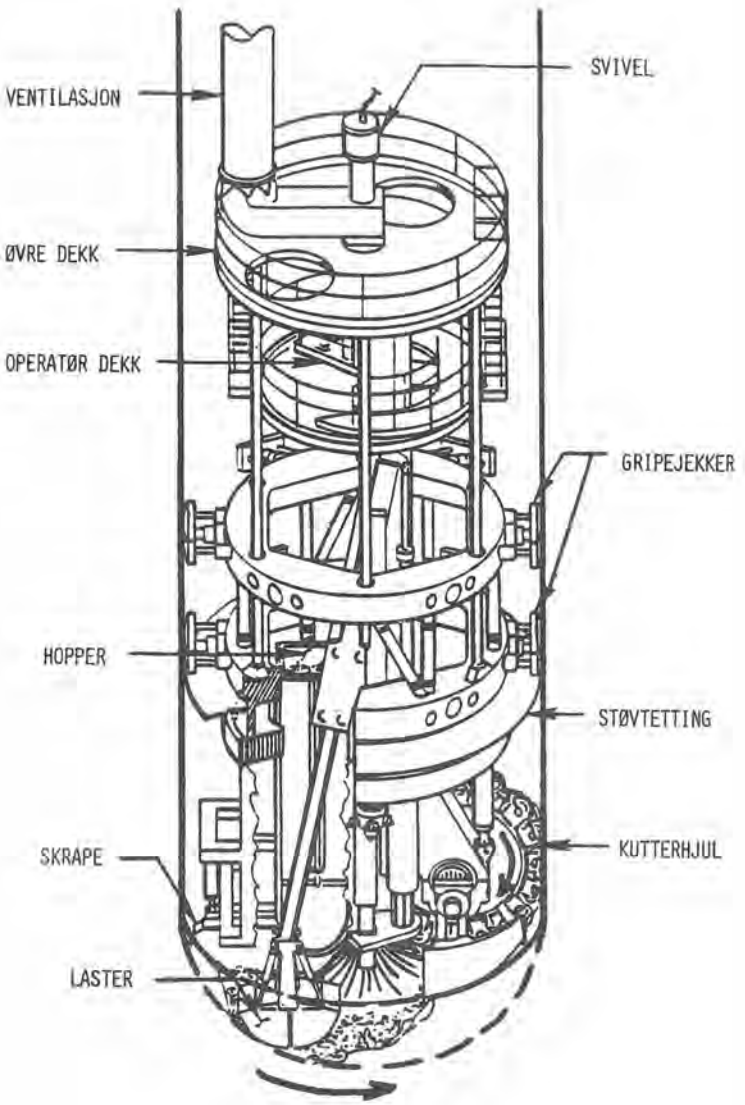


Fig. 7. Robbins sjaktboremaskin SBM, med kutterhjul og mekaniske opplasting og transport.

Arbeidsgangen blir altså ganske parallell til en vanlig TBM, mens boreprinsippet er en kombinasjon av fullprofilboring i hardt fjell og delprofilboring med en bevegelig arm á la roadheader.

Erfaringene fra Mount Isa viser at arbeidsprinsippet fungerer bra, men inndriften blir lavere enn for vanlig fullprofilboring da det er færre kuttere som er i kontakt med berget til enhver tid.

4. SIKRING OG INNBYGGING

Felles for begge sjaktboremaskinene som er beskrevet ovenfor, er at permanent innbygging og sikring av sjakten kan skje fra en arbeidsplattform rett bak maskinen samtidig med avsenkningen. Det er blandt annet utviklet spesielle prefabrikerte elementer av høyfast betong som kan henges i hverandre opp til 18 m nedover før bakstøp må utføres. Maskinene har også plass og muligheter for driftssikring med bolter, sprøytebetong o.l. nesten helt fremme ved stuffen. (Ref. 9).

Dette innebærer store fordeler sammenlignet med boring fra dagen med borestreng, hvor all innbygging må skje etter at sjakten er boret ferdig.

5. KAPASITETER OG KOSTNADER

Det må her understrekes at ingen av de beskrevne maskinene for blindsjaktboring uten borestreng, har vært i praktisk bruk for større oppgaver.

Wirth har benyttet sin maskin med åpen hydraulisk transport på sjakter opp til 200-300 m lengde i forbindelse med kullgruvedrift.

Robbins prototypemaskin var planlagt for utprøving 1985/86, men man har ingen opplysninger som hva som siden har skjedd.

Det beste erfaringsmaterialet finnes derfor fra boring med borestreng, men selv her har man egentlig ingen erfaring fra boring av store, dype sjakter i bergarter som vi kjenner fra fullprofilboring i Norge.

Institutt for anleggsdrift på NTH har i en ganske fersk rapport gjort en del anslag for kapasiteter og kostnader for blindsjaktboring og konvensjonell sjaktdrift under norske forhold. (Ref. 10).

Disse beregningene er basert på litteraturstudier og instituttets egne erfaringstall fra fullprofilboring og konvensjonell tunneldrift.

Figur 8 viser kostnadene pr. meter for avsenkning av sjakter med konvensjonell drift og blindsjaktboring. Kostnadene inkluderer overhead og sikring, men ikke innbygging og permanente installasjoner for produksjonsheising.

Erfaringsmaterialet er som sagt mangelfullt, så kostnadsoverslaget antas å ha en usikkerhet på +/- 25%.

På figur 8 har man også lagt inn et "kostnadsområde" for konvensjonell avsenkning basert på nordamerikanske overslagsformler. Disse beregningene er selvsagt også noe usikre med hensyn på valutakurser, lønnsnivå og kostnadsindekser. (Ref. 11, 12 og 13).

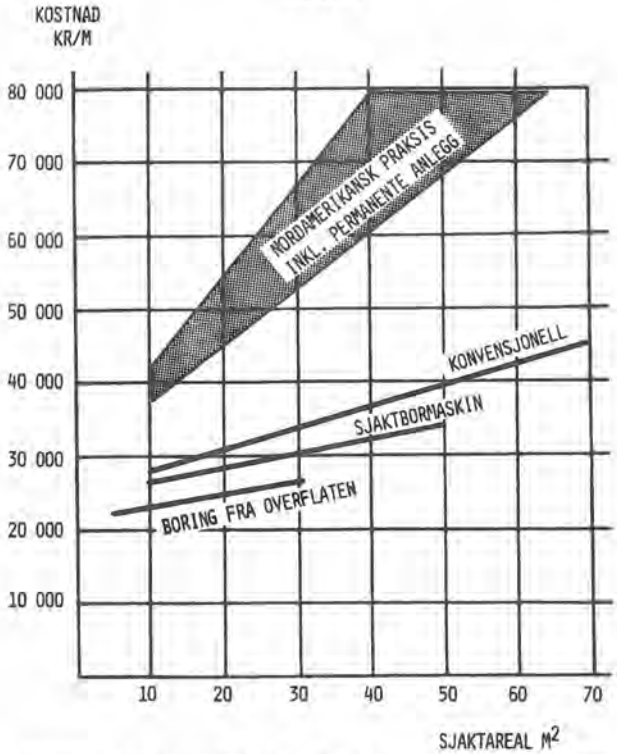


Fig. 8. Kostnad pr. meter sjakt som funksjon av sjakt-areal og avsenkningsmetode.

Figur 9 viser forventet normalinndrift eks. sikring og innbygging, ved helkontinuerlig drift i "normale" fjellforhold, dvs. berg-arter med middels borbarhet og moderat oppsprekking.

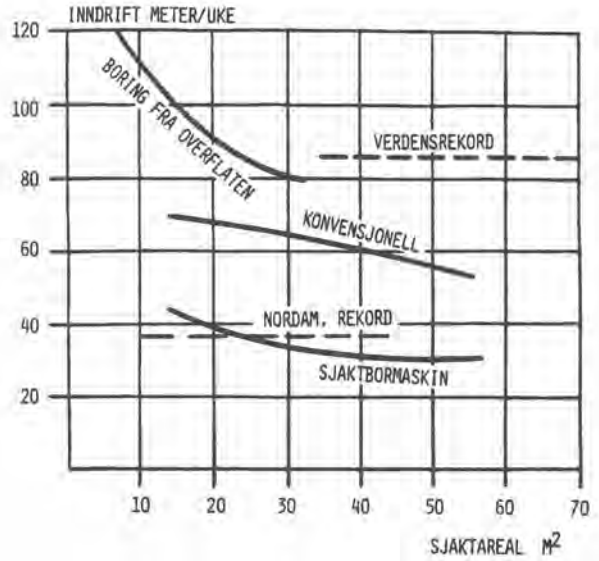


Fig. 9. Normalinndrift som funksjon av sjaktareal og avsenkningsmetode. Eks. sikring og innbygging.

Formålet med en sjakt vil som oftest være å skaffe adkomst til et anlegg hvor det kanskje skal drives ut betydelige masser f.eks. et lagringsanlegg. Dette betinger et effektivt opplegg for heising av disse massene og permanent innbygging av sjakten for fremtidig adkomst. I tillegg til den rene avsenkning, vil det derfor medgå mye tid og kostnader i forbindelse med disse installasjonene. Anslaget for normal inndrift slik som vist i figur 9, vil nok måtte reduseres, selv om sikring og innbygging løper parallelt med selve avsenkningen av sjakten.

Den gjeldende nordamerikanske rekorden for konvensjonell sjaktsenkning ble satt i 1983/84 i forbindelse med driften av den 2348 m dype Silver Shaft i Idaho. Her klarte man 36,9 m ferdig drevet sjakt med en diameter på 5,5 m på en arbeidsuke, inkludert avsenkning, full utstøping og innbygging med geider og annet permanent utstyr. Tilsvarende klarte man to ganger å gjøre ferdig 146,3 m i løpet av en 30 dagers periode. (Ref. 14).

Inklusive rigging, installasjon av heisetårn, sjakting gjennom løsmasser osv., hadde man drevet 1840 m ferdig sjakt i løpet av 35 mnd. frem til februar 1983. Rigging og andre forarbeider tok vel 6 mnd. før selv sjaktsenkningen kunne ta til, hvilket gir en langtids inndrift på ca. 62 m pr. mnd. Dette inkluderer riktignok et ekstra masseuttak på ca. 11.000 m3 og støping av 3200 m3 betong i forbindelse med sjaktstasjoner. Arbeidet ble utført av J.S. Redpath Corp. som er en av de mest erfarne sjaktentreprenører i den vestlige verden.

Refererer man igjen til figur 9, vil nok lignende forhold også gjøre seg gjeldende når det gjelder blindsjaktboring, dersom det skal utføres omfattende sikrings- og innbyggingsarbeider.

I Sør-Afrika oppnår man en netto inndrift på ca. 200 m/mnd. inklusive utstøping og innbygging, men da er riggetider, arbeid med sjaktstasjoner o.l. holdt utenfor. (Ref. 15).

Denne inndriften oppnås med en stor innsats av i hovedsak svart arbeidskraft. F.eks. bruker man håndholdte bormaskiner med en borer og en assistent på hver maskin, slik at det brukes 50-75 mann på boringen i en sjakt med 8-9 m diameter. De sør-afrikanske erfaringene er således neppe direkte overførbare til våre forhold?

Gjeldende verdensrekord i sjaktdriving ble satt i Sør-Afrika i 1962, med en netto inndrift på 381 m i løpet av 31 dager.

6. KONKLUSJON

Boring av blindsjakter i hårde bergarter er ennå ikke tilstrekkelig utviklet til å være en aktuell avsenkningsmetode under norske forhold. Men, utstyr og metoder forbedres, og det er bare spørsmål om forholdsvis kort tid før blindsjaktboring vil kunne brukes for å oppnå adkomst til dyptliggende anlegg.

Interessante muligheter åpner seg når det gjelder anlegg for lagring av olje og gass, og da særlig lagring av gass under høyt trykk. Slike anlegg må antagelig legges på et dyp av 1000 meter eller mer, og er aktuelle i forbindelse med gasskraftverk og bufferlager før transport til kontinentet.

Blindsjaktboring vil også være interessant ved vurdering av prosjekter som "Troll i fjell" og bruk av oljegruvemetoden i nordlige farvann. Her kan man tenke seg en kombinasjon hvor en gravitasjonsplattform også blir brukt som sjakttårn for tilredning av oljegruve. Dette vil føre til en drastisk reduksjon av anleggstiden da man samtidig kan drive fra plattformen innover mot land, og fra land utover mot plattformen. Sjaktløsningen kunne kanskje også bli aktuell for felter av type Statfjord, hvor man da ville klare seg med bare en plattform i stedet for tre stykker.

Blindsjaktboring kan ennå ikke konkurrere med konvensjonell sjaktsenkning når det gjelder de rene driftskostnader, men avsenkningen går fortere. Dette vil gi store totaløkonomiske fordeler for hele anlegget da produksjon og/eller ferdigstillelse kan skje på et tidligere tidspunkt.

I forbindelse med gruveprosjektering, regner man med at transport gjennom sjakt er mer lønnsomt enn via skråbane dersom dypet til forekomsten er mer enn 200-250 meter. Ved et anlegg vil ikke brytningsfasen vare så lenge som i en gruve, og dette vil antagelig forskyve "break even" til et dyp på 300-350 meter.

7. REFERANSER

Ref. 1. Stoss, K. og Braun, B. "Sinking a Freeze Shaft with Installation of a Watertight, Flexible Lining". Proceedings. Rapid Excavation and Tunnelling Conference. RETC. New York 1983. pp. 513-532.

Ref. 2. Carone, R.P. og Whitley, D.A. "20-foot-diameter Blind Shaft Drilling". CIM Bulletin, Vol. 74, no. 830. Juni 1981. pp. 39-45.

Ref. 3. Skonsberg, E.R. "Precast Concrete Liners for Blind-drilled Shafts". CIM Bulletin, Vol. 74, no. 830. Juni 1981. pp. 46-51.

Ref. 4. Brümmer, K.H. "Shaft Sinking with Autonomous Shaft Boring Machines". German Mining. Nr. 1/1986. pp. 3-7.

Ref. 5. Brümmer, K.H. "Gestängeloses Schachtbohren aus dem vollen Querschnitt". Særtrykk. "unser Betrieb". Deilmann-Haniel, GMBH. Nr. 29/1981.

Ref. 6. Brümmer, K.H. "Experience in Operating a Blind Shaft Borer with Hydraulic Muck Removal System". Proceedings. RETC. Atlanta. 1979. pp. 1277-1298.

Ref. 7. Gibson, J.A. et al. "Design and Development of a Mobile Mining Machine". Proceedings. RETC. New York. 1985. pp. 284-296.

Ref. 8. Hendricks, R.S. "Development of a Mechanical Shaft Excavation System". Proceedings. RETC. New York. 1985. pp. 1024-1045.

Ref. 9. Brümmer, K.H. "Derzeitiger Stand und zukünftige Entwicklung beim Herstellen von Schächten mit gestängelosen Schachtbohrmaschinen". Særtrykk. "unser Betrieb". Deilmann-Haniel GMBH. Nr. 38/1984.

Ref. 10. Institutt for anleggsdrift. "Driving av lange loddsjakter. Prognoser". Prosjektrapport 4.85. Norges tekniske høgskole. Trondheim 1986.

Ref. 11. Mular, A.L. "Mining and Mineral Processing Equipment Costs and Preliminary Cost Estimations". CIM Special vol. 25. Montreal 1982.

Ref. 12. Dravo Corp. "Analysis of Large Scale Non-Coal Underground Mining Methods". US Bureau of Mines, National Technical Information Service. Report PB-234 555. Springfield. Va. 1974.

Ref. 13. STRAAM Engineers. "Capital and Operating Cost Estimating System Handbook. Mining and Beneficiation of Metallic and Nonmetallic Minerals Except Fossil Fuels in the United States and Canada". US Bureau of Mines. Contract no. J0255026. Arcadia, Ca. 1978.

Ref. 14. McKinstry, B.A. "Deepest Single Lift Shaft in North America Nears Completion". Mining Engineering. Vol. 35, no. 10. Okt. 1983. pp. 1391-1400.

Ref. 15. MacGillivray, D.M. "High Speed Shaft Sinking Techniques in South Africa". Proceedings. RETC. Atlanta. 1979. pp. 1197-1216.

RIPPING VED A/S OLIVIN
RIPPING BY A/S OLIVIN

BERGINGENIØR KARL JOHAN EIDE

SAMMENDRAG

Det ble startet med ripping ved A/S OLIVIN høsten 1984. Metoden har gitt høy produktivitet og lave kostander. Selv om olivin er et hardt og abrasivt mineral, så er bergarten løs, sett fra et brytnings-synspunkt. Spesielt mot overflaten er bergarten løs og rippemetoden blir brukt for de øverste 25 - 30 m av forekomsten.

Ripping was started by A/S OLIVIN the autumn 1984. The method has brought high productivity and low costs. Although olivin is a hard and abrassive mineral, it is quite a soft rock from an excavation point of view. Particulary close to the surface the rock is soft and the ripping method is used for the upper 25 - 30 m of the deposit.

BEDRIFTEN

A/S Olivin ligger på Åheim i Vanylven Kommune på Sunnmøre. Bedriften produserer mineralet Olivin fra den største samling av kjente Olivinforekomster i verden. Forekomsten på Åheim dekker en dagoverflate på 6,5 km^2 og er omgitt av massive gneiser. A/S Olivin bryter i overkant av 2 mill. tonn pr. år. Brytningen foregår i to dagbrudd som ligger 6 og 7 km fra bearbeidingsanlegg og kai. Transport mellom brudd og bearbeidingsanlegg går etter offentlig veg med semitrailer. Bedriften har 220 ansatte.

BERGARTEN

Bergarten er en Dunit som består av 90-95% Olivin. $(MgFe)_2 SiO_4$ og 10% andre mineraler som pyroksen, serpentin og kloritt. Bergarten er lys grønn, har en egenvekt på 3,25 og en hardhet på 6,5 på Moh's skala. Selv om Olivin er et hardt og abrasivt matriale, er det en veldig løs bergart mht. knusing. Dette har sin årsak i at bergarten hovedsaklig består av ett mineral med jevn krystallstørrelse. Sementering mellom krystallene mangler og bergarten spalter lett langs krystallflatene. Mot overflaten av forekomsten har jern fra Olivinmineralet oksydert og nedsatt holdfastheten mellom krystallene ytterligere. Det antas at det er denne forvitringen som gjør det mulig å bryte fjellet med ripper. Forvitringsdybden varierer i forekomsten.

RIPPING I BRUDD GUSDAL

Forsøk med ripping ble satt i gang høsten 1984. Ideen til forsøket kom fra ripping av sandsteiner i USA. Det ble leid inn en Komatsu 355 buldoser med fast ripper, dvs. rippertanna står fast i bæreramme. Utviklingen ble lovende. Doseren viste seg effektiv både for å dekke av det øverste jordlaget (0,5-1 m tykkelse) og for brytning av forvitret sone. Den oppnådde brytning ble for forsøksfeltet målt til en dybde mellom 20 og 30 m fra opprinnelig overflate. På basis av de positive erfaringer fra denne perioden ble det kjøpt en 65 tonn's Komatsu 375 A buldoser med bevegelig rippertann (tilting). Fra midten av april til 1. sept. 86 har det vært 2 dosere med rippeutstyr i drift for avdekking og ripping. I tillegg til vår egen Komatsu 375A har det vært leid en Cat D9L.

Bilde 1
Ripperen er i inngrep og fjellet pløyes løst.

Bilde 2
Dosing av rippet masse til opplasting.

METODE

Teknikken består i at man overfører doserens vekt på den fremre aksel og på rippertanna bak. Rippertanna holdes i bakre posisjon ved påføring av lasten og tiltes ved 2 hydrauliske sylindre til vertikal posisjon mens nedtregning oppnås. Fjellet pløyes løst i mange parallelle striper og doses sammen med skjæret. Rippingen foregår alltid med helningen på terrenget. Den brutte massen doses fram til opplastemaskin. Nedtregning for hver ripping er ca. 600 mm.

BRYTNINGSOPPLEGG

Bruddet er anlagt i en dalside med rel. jevnt fall 20-30°. Brytningen foregår i 2 hovedtrinn A og B som vist på fig 1.

A - Det produseres en hovedakse for opplasting og transport av jord og brutt masse.

B - Avdekking og produksjon mot den etablerte hovedakse. Max doselengde ca 40-50 m.

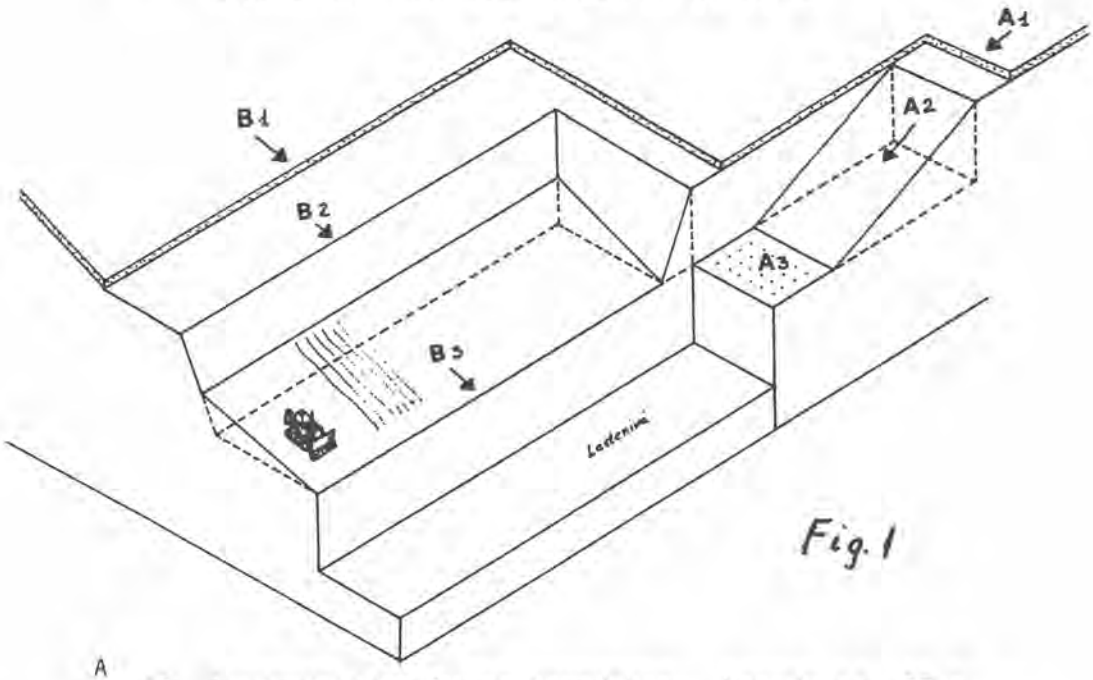


Fig. 1

A

1) Jordavdekking langs hovedakse. Lengde ca. 50 m.
2) Ripping av hovedakse ned til grensen for hard stein.
3) Spregning av hovedakse ned til framtidig pallnivå.

B

1) Jordavdekking med doser ned på klargjort hovedakse, massen lastes opp og kjøres til jordtipp.
2) Ripping og dosing av rippet masse fram til etablert hovedakse for opplasting.
3) Etablert pall for spregning.

Etablering av hovedakse A og rippefelt B gjentas for hvert nytt permanent nivå i bruddet. Hver akse forlenges horisontalt framover dalsiden. Underliggende akse er framskutt i forhold til den ovenforliggende.

UTSTYR I BRUDDET

Semimobilt knuseanlegg med bilsilo
Cat 988 opplastemaskin
Komatsu 680 truck
Komatsu 375A buldoser
Roc 810H borerigg

KAPASITETER

Maksimal kapasitet oppnådd over en uke for ripping og dosing av den rippede massen = 302 tonn pr. motortime på doseren (93 fm^3/t)
Gjennomsnittlig kapasitet for perioden 1.april til 1.sept. inklusive avdekking = 345000 tonn/1700 motor-timer for doser = 203 tonn pr time (62 fm^3/t).
Rippekostnad basert på 750 kr/motortime gir 3.86 kr/tonn (12.55 kr/fm^3).

DOSEREN

Doseren slites spesielt på skjær og understell. Årsaken til dette er at matrialet er veldig abrasivt. Sidene på skjæret er bygd fram ca 50 cm. Dette er gjort for å få mer volum foran skjæret, samt mer effektiv opprensking. At ripperen kan tiltes, letter nedtregningen i fjellet, og den gir mulighet for å slippe av ved for hardt fjell for å komme videre. Levetid for rippetannspiss er ca. 50 driftstimer.

FORDELER VED METODEN

- Lav brytningskostnad
- Høy kapasitet
- Fleksibelt driftsopplegg (avdekking, produksjon og vegbygging utføres av samme utstyr).
- De etablerte paller for boring er rensket for løsmasse.
- Stor nedknusning av godset. Dette er ønskelig da ferdigvare er 0-4 mm kornstørrelse.

ULEMPER

-Store nedbørsmengder gjør matrialet fuktig. Dette medfører problemer ved tørrsikting.
- Innblanding av snø i matrialet forårsaker frysing i siloer.

Ripping under våre forhold ved A/S Olivin har vært entydig positiv. Alternativet som er spregning av denne forvitrede sonen er vanskelig pga at hullene raser igjen. Kombinasjonen ripping og spregning gir jevn produksjon. I perioder med stort snøfall og mye nedbør, utnyttes doseren for avdekking og vegbygging. Produksjonen tas da ut fra ferdig borede paller. Metoden ripping blir utnyttet maksimalt ved bedriften pga høy kapasitet og lave kostnader.

TOKAMMER LADEAPPARAT FOR ISANOL
ERFARINGAR FRÅ GUDVANGENTUNNELEN

DOUBLECHAMBER CHARGING APPARATUS FOR ISANOL
EXPERIENCES FROM THE GUDVANGEN TUNNEL

OVERINGENIØR LARS HÅKON SEIM, VEGDIREKTORATET

SAMANDRAG

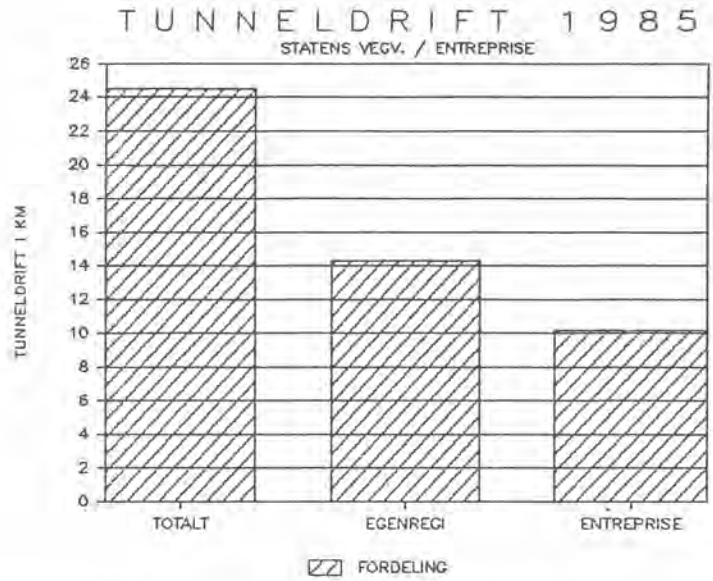
Tokammer blande- og ladeapparat har perfeksjonert bruken av Isanol i tunneldrifta. Ein oppnår ei homogen blanding, rask lading og ein reduksjon i sprengstoffkostnadene på opp til 15 - 20%. Berre i eigen regi drifta vil dette bety ca 5 mill kr i kostnadsreduksjon pr. år for Statens vegvesen.

SUMMARY

Doublechamber mixing and charging apparatus has improved the use of Isanol in tunnelling. You obtain a homogeneous mixture, quick charging and a reduction in the cost of explosives up to 15 - 20%. This means approx. 5 mill. NOK in reduced costs every year for the tunneldriving carried out by the Public Roads Administration.

INNLEIING

I 1985 vart det drive 24,5 km tunnel i regi av Statens Vegvesen. Det utsprengde volumet var 1,2 mill. fm^3. Av dette tunnelarbeidet vart 14,3 km drive i eigen regi (58%) og 10,2 km som entreprise (42%). Figur 1.



Figur 1. Oversikt over tunneldrift i 1985 i Statens Vegvesen.

Som den største byggherren i tunneldrift dei siste åra har Statens Vegvesen eit særleg ansvar for å analysere kostnadene ved tunneldrift, og eventuelt gå nye vegar for å redusere dei. Likeeins må vegvesenet prøve å auke konkurranseevna når etaten driv tunnelar i eigen regi.

Statens Vegvesen ved anleggskontoret i Vegdirektoratet har difor sett i gang ein del prøveprosjekt i samband med tunneldrift.

Eitt av prøveprosjekta går mellom anna ut på å gjere ferdig mest mogeleg etterarbeide i tunnelen under drivinga, med ferdig vegbane, dekke,grøfter og sluttreinsk. Dessutan gjer ein til dels ferdig elekriske installasjonar for å kutte ned byggetida og rasjonalisere arbeidet.

I tillegg til dette har ein vore sterkt oppteken av å redusere sprengstoffkostnadene og betre arbeidsventilasjonen i tunnelane.

Nedanfor tek eg for meg erfaring og økonomiske fordelar frå forsøksdrift med Isanol - fortynna Anfo med polystyrenkuler - i Gudvangentunnelen.

ANLEGGET

Gudvangentunnelen ligg i Sogn og Fjordane fylke mellom Flåm og Gudvangen. Tunnelen går inn i det framtidige ferjefrie stamvegsambandet mellom Bergen og Oslo (fig. 2).

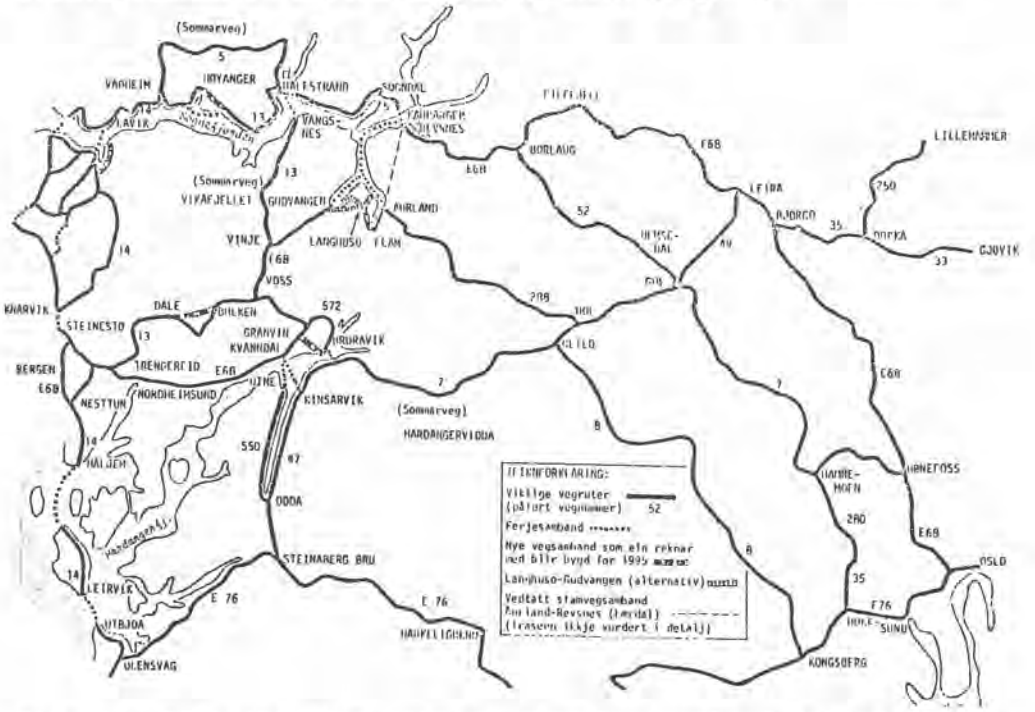


Fig. 2. Oversikt over viktige vegruter/samband mellom Bergen og Oslo.

Gudvangentunnelen vert den lengste vegtunnelen i Noreg og den femte lengste i verda.

Tunneldrifta tok til i desember 1984 frå Langhuso (fig.3).

Fig.3. Gudvangentunnelen, 11 400 m mellom Gudvangen og Langhuso.

Pr. 1. oktober 1986 var det drive 2 800 m av tunnelen.

Data:

Total lengd:	11 400 m
Tverrsnitt :	50 m^2
Fall mot Gudvangen:	35 o/oo
Bergart:	skifrig gneis/sprak
Borerigg:	4 boms el.hydr.rigg
Salvelengder:	16' slenger, inndrift 4,2 m
Tal på borehol:	Kring 100 stk + 4 stk 3" grovhol
Sprengstoff:	390 - 420 kg pr. salve
Lasting:	980 C m/sidetipp
Utkøyring:	14 m^3 tandem lastebilar
Sikring:	Ørstabolt, 2,4 m, kring 25 stk pr.salve
Ventilasjon:	Sug/blås, 3 stk. GAL 14 vifter, 2 dukar (1,5 m Ø og 1,3 m Ø)

Tunneldrifta frå Gudvangen vart påbyrja 15. oktober 1986.

ISANOL - POLYSTYRENFORTYNNA ANOLIT

Institutt for fjellsprengningsteknikk gjorde alt i 1973 forsøk med utblanda eller fortynna Anfo, med til dels gode resultat.

Etter den tida har det skjedd lite i Noreg når det gjeld bruk av polystyrenfortynna Anfo (Isanol) før i 1985/86.

Praktiske forsøk med Isanol i fleire av tunnelane og dagbrota til Statens Vegvesen har vist svært gode resultat. Med Isanol er det mogeleg å regulere sprengstyrken etter behov/fjelltype, samtidig som metoden har store økonomiske fordelar.

Bergingeniør Andres M. Heltzen stod for alle forsøka. Han la også fram prøveresultata på fjellsprengningskonferansen i 1985 (1).

Dèt siste forsøket vart gjennomført i Gudvangentunnelen i dagane 28. - 30. mai 1985 (2).

Formålet med forsøket var:

1. Få erfaring i gneisbergartar med reduserte sprengstoffladningar både i konturen og strossehola.

2. Kome fram til høvelege blandingsforhold for dei to typane hol.

3. Vurdere dei praktiske og økonomiske sidene ved bruk av polystyrenfortynna Anfo - Isanol.

GUDVANGENTUNNELEN - GEOLOGI

Tunnelen går i blanda gneis med skifrig struktur. Glimmer og hornblenderike band ligg i veksellagring. Banda er kring 5 cm tjukke.

Den skifrige strukturen går om lag parallelt med tunnelretninga i flatt fall mot nordleg retning. Det er teikn til flate foldestrukturar. Mangel på sprekksystem er ei av årsakene til at sprengstofforbruket er høgre enn normalt for dette tverrsnittet.

BORE- OG SPRENGINGSPLAN

På fig. 4 er vist bormønsteret for ei normal salve, kring 100 stk. 45 mm borhol, pluss 4 stk 75 mm grovhol.

Talet på hol varierer med fjellforholda.

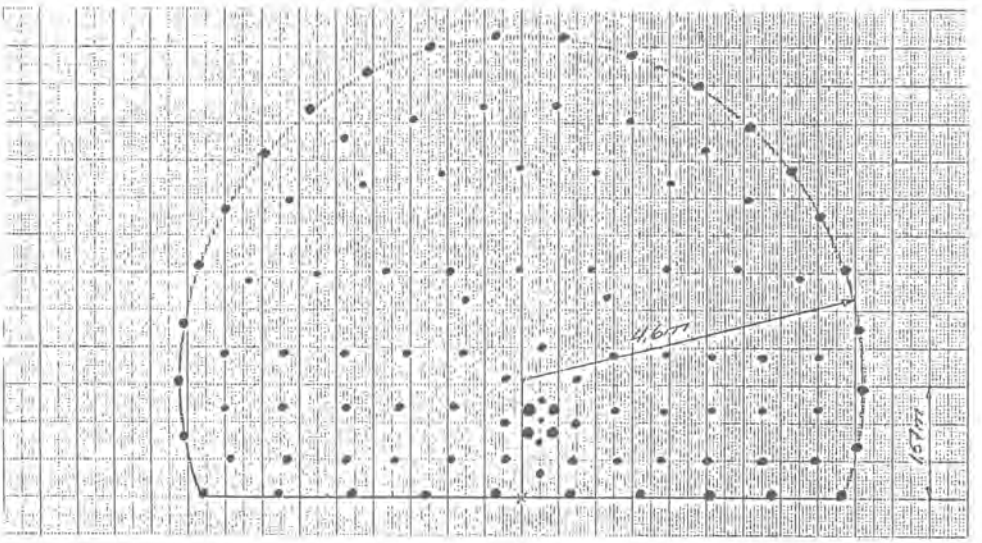


Fig. 4 Borplan 50 m^2, Gudvangentunnelen.

NORMAL SPRENGINGSPLAN

Kutten vert ladd med Koronit. Alle strossehola vert ladde med Anolit, og med Dynamit i liggen og i konturen, 17 mm Guritrøyr.

Dynamit- og Koronitpatronene har dimensjon 35 mm x 400 mm.

Botnladningen i strossehola i kutthøgd er 3 stk Dynamit-patroner. Elles vert det brukt 2 stk patroner i strossehola. I konturen vert det brukt 1 stk patron som botnladning.

Konturhola og liggjarane vert ladde heilt ut, dei andre hola vert ladde til kring 1,5 m står att uladd.

Tenninga skjer med Noneltennarar, som vert bunttende med detonerande lunte.

ERFARING MED BLANDINGSFORHOLDA UNDER FORSØKA

I forsøka valde ein først å blande Anoliten ut med 67 volumprosent 3 mm polystyrenkuler i konturhola og med 33 volumprosent polystyrenkuler i strossehola. Ladetrykket var 1,7 kp/cm^2 for den fyrste blandinga, og 2,8 kp/cm^2 for den andre.

Ein gjorde ingen endringar i botnladningane i forhold til normal salve.

Etter fyrste sprenginga viste igjenstående piper at kontur-hola over heile profilet var ladde for kraftig. Særleg galdt det den delen som vart ladd fyrst.

Etter fleire forsøk viste det seg at endåtil 80 volumprosent tilsetjing av polystyrenkuler i konturen var i sterkaste laget. Ved kring 30 volumprosent tilsetjing i strossehola gjekk salven fint, med god fragmentering.

Forsøka viste tydeleg at det skjedde ei viss form for separering i ladeapparatet under ladinga, med sterk blanding i fyrstninga og minkande styrke til slutt. Dette kunne ein tydeleg sjå i konturen.

Men forsøka viste heilt tydeleg at det var fullt mogeleg å setje til polystyrenkuler i Anfo med gode resultat: fin kontur, god fragmentering, røykproppen mindre ugjennomsiktleg og store økonomiske fordeler.

BLANDEMETODE/LADEAPPARAT

ved forsøka i Gudvangentunnelen blanda ein i spann og baljer, og tømde deretter blandinga i ladekanonen. Dette er lite rasjonelt og gir ei uhomogen blanding. Tunneldrivarane var heller ikkje villige til å blande på denne måten som ei permanent ordning. Ein måtte utvikle eit nytt blande-/ladeutstyr.

Vegdirektoratet ved anleggskontoret gjekk difor til ein del bedrifter og enkeltpersonar for om mogeleg å få utvikla eit blande-/ladesystem for Isanol.

Anleggskontoret kom til slutt i kontakt med Dyno Industrier AS, som hadde utprøvd eit tokammer ladeapparat ved Grong gruver.

Dyno var villig til å vidareutvikle tokammersystemet for utblanding av anolit med polystyrenkuler, slik at det vart mogeleg å få blandingar som omtalt ved forsøka i Gudvangentunnelen.

16. desember 1985 kunne Dyno Industrier AS montere prototypen av Dynomatic T.K.S. tokammer blande- og ladesystem på boreriggen.

Justeringa av styrken på Isanol fungerte tilfredsstillande, og den fyrste salva ladd med tokammer ladeapparat vart avfyrt 17. desember 1985.

SEINARE ERFARING MED BRUK AV TOKAMMER LADEAPPARAT OG ISANOL

Lade-/blandemetoden fungerte fullt ut tilfredsstillande heilt fram til mai/juni 1986, med mindre problem som for det meste kom av feil type polystyrenkuler.

Ut i mai vart det ofte driftsproblem med mellom anna ventilar som gjekk tette. Dette kom av kondens i systemet, dårleg vedlikehald eller reingjering og dårleg oppfølging frå anleggsleiinga.

Resultatet vart for sterk blanding i konturen slik at talet på sikringsboltar gjekk opp.

Ein bestemde seg då for å gå over til 17 mm røyr inntil ein kunne montere på vassutskiljarar. Dette arbeidet vart utført i ferien. Ein skifte også ut ein del komponentar og ventilar.

I framtida kjem ein til å leggje vekt på godt vedlikehald og oppfølging. Dette er heilt avgjerande for å få eit godt resultat.

SPRENGSTOFFKOSTNADER FØR OG ETTER ISANOL VART BRUKT
SPRENGSTOFFPRISAR - KONVENSJONELT SPRENGSTOFF OG ISANOL

Anolit kr. 5.05 pr. kg
Dynamit kr. 15,85 " "
Koronit kr. 14,95 " "
Røyrladning kr. 3,45 pr. stk
Det.lunte kr. 2,95 pr. m
Polystyrenkuler kr. 0,50 pr. liter
Nonel tennarar kr. 15,- pr stk (gjennomsnitt)
Dynamitpatron 35 x 400 kr. 8,60 pr stk.
Koronitpatron 35 x 400 kr. 6,60 pr stk.

Isanol 20/80 (20% Anolit/80% isopor) kr. 1,41 pr liter
Isanol 70/30 (70% Anolit/30% isopor) kr. 3,68 pr liter

SPRENGSTOFFKOSTNAD FØR ISANOL VART NYTTA

A 1. Konturhol: 15 stk
Primer, 1 stk 35 x 400 dynamit
15 stk a kr. 8,60 = kr. 129,-
120 " røyr a kr. 3,45 = kr. 414,-
kr. 543,-

B 1. Strossehol: 25 stk
Primer 1 stk 35 x 400 Dynamit
25 stk a kr. 8,60 = kr. 215,-
Anolit 4,7 kg x 25 = 117 kg a kr. 5,05 = " 593,-
kr. 808,-

C 1. Vegghol: 6 stk
Primer, 2 stk 35 x 400 Dynamit
12 stk a kr. 8,60 = kr. 103,-
Anolit 4,7 kg x 6 = 28,8 kg a kr.5,05 = kr. 145,-
= kr. 248,-

D 1. Kutthol: 5 stk
Primer 1 stk 35 x 400 Dynamit
5 stk a kr. 8,60 = kr. 43,-
Koronit 50 stk a kr. 6,60 = kr. 328,-
= kr. 371,-

E 1. Ligg og grøftehol: 12 stk
11 stk 35 x 400 Dyn. x 12 = 132 stk
132 stk a kr. 8,60 = kr.1135,-

F 1. Strossehol i kutthøgd 34 stk
Primer, 2 stk 35 x 400 Dynamit
68 stk a kr. 8,60 = kr. 584,-
Anolit 4,2 kg x 34 = 142 kg a kr.5,05 = kr. 717,-
= kr.1301,-

G 1. Detonerande lunte
30 m a kr. 2,95 = kr. 88,-

H 1. Tennarar: Nonel 100 stk a kr. 151,- = kr.1500,-

SPRENGSTOFFKOSTNADER ETTER AT ISANOL VART TEKE I BRUK

A 2. Konturhol: 15 stk
Primer, 1 stk 35 x 400 Dynamit
15 stk a kr. 8,60 = kr. 129,-
Isanol 20/80 (20% Anolit/80% isopor)_
6,3 liter x 15 = 94,5 liter a kr. 1,41 = kr. 133,-
kr. 262,-

Kostnadsreduksjon: kr. 281 pr. salve.

B 2. Strossehol: 25 stk
Primer 1 stk 35 x 400 Dynamit
25 stk a kr. 8,60 = kr. 215,-
Isanol 70/30
4,7 liter x 25 = 117,5 liter a kr. 3,68 = kr. 432,-
kr. 647,-

Kostnadsreduksjon: kr. 161 pr. salve.

C 2. Vegghol: 6 stk
Primer, 2 stk 35 x 400 Dynamit
12 stk a kr. 8,60 = kr. 103,-
Isanol 70/30
4,7 liter x 12 = 28,81 liter a kr. 3,68 = kr. 103,-
kr. 206,-

Kostnadsreduksjon: kr. 42,- pr. salve.

D 2. Kutthol: 5 stk
Primer 1 stk 35 x 400 Dynamit
5 stk a kr. 8,60 = kr. 43,-
Isanol 70/30
6,3 liter x 5 = 31,5 liter a kr. 3,68 = kr. 116,-
= kr. 159,-

Kostnadsreduksjon: kr. 212,- pr. salve.

E2, F2, G2, H2 er uendra.

KOSTNADSSAMANDRAG

	Konvensjonell spr. kr. pr. salve		Spr.m/Isanol kr. pr.salve		Kostnadsreduksjon kr. pr. salve
Konturhol:	A1	543	A2	262	kr. 281
Strossehol:	B1	808	B2	647	" 161
Vegghol:	C1	248	C2	206	" 42
Kutthol:	D1	371	D2	159	" 212
Liggjarar:	E1	1135	E2	1135	0
Strossehol: kutthøgd:	F1	1301	F2	1301	0
Detonerande lunte:	G1	88	G2	88	0
Tennarar:	H1	1500	H2	1500	0
	kr. 5994		kr. 5298		kr.696
Inklusiv mva.	kr. 7192		kr. 6357		kr.835

Kostnadsreduksjon pr. m tunnel:

kr. 835 : 4,15 = kr. 201

KONKLUSJON

- Nytt ladeapparat har perfeksjonert blande-/lademetoden for bruk av Isanol i moderne tunneldrift.
- Kan blande og regulere styrken på sprengstoffet trinnlaust etter fjelltype og behov.
- Vesentleg reduksjon i sprengstoffkostnadene (15 - 20%)
- Målte gass- og støvkonsentrasjonar ligg lågt i forhold til konsentrasjonar målte under like forhold utan bruk av polystyrenkuler (4).

BLANDE OG LADEUTSTYR I FRAMTIDA ? figur 5.

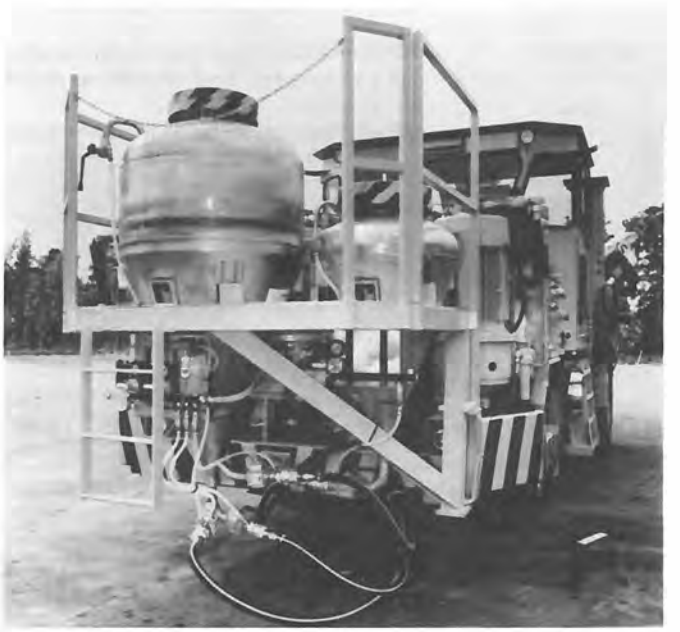


Fig. 5 Trekammer ladeutstyr. Prøvedrift Gudvangen-tunnelen, stuff Gudvangen.

Referansar:

(1) A.M. Heltzen: "ANFO-polystyrenkuleblandingar - erfaringar for bruk i tunneler og dagbrudd." Fjellsprengningskonferansen Oslo 1985

(2) A.M. Heltzen: "Gudvangentunnelen, forsøksprengninger" Rapport av 3. juni 1985.

(3) Bjarne Løne: "Sprengstoffkostnader Gudvangentunnelen." Raport av 28. januar 1985

(4) Tom Myran: "Anfo/polystyrenkuleblandinger Undersøkelse av sprenggass-sammensetning i Hatlaåsen vegtunnel" Rapport juli 1985.

POLYSTYRENKULER SOM TILSATS VED SPRENGNING AV LANGHULLSBORET SKIVE-BRYTING VED FOSDALENS BERGVERKS-A/S

Tekn. direktør Snorre Tessem, Fosdalens Bergverksaktieselskap

SAMMENDRAG.

Gruvedrift ned til 1 000 m dyp, tildels i kontakt med bergarter av dårlig holdfasthet krever intensivt sikrings og boltearbeid. Forsiktig sprengning er av avgjørende betydning for den etterfølgende avbygning. Innføringen av polystyrenkuler i blanding med ANFO har gitt påviselige positive resultater i tilredningsarbeidene, som igjen bedrer sikkerheten og kontinuiteten i selve produksjonsdriften. Blandinger på 30 % og 70 % Polystyren i strosse - h.h.v konturhull har således vært vellykket.

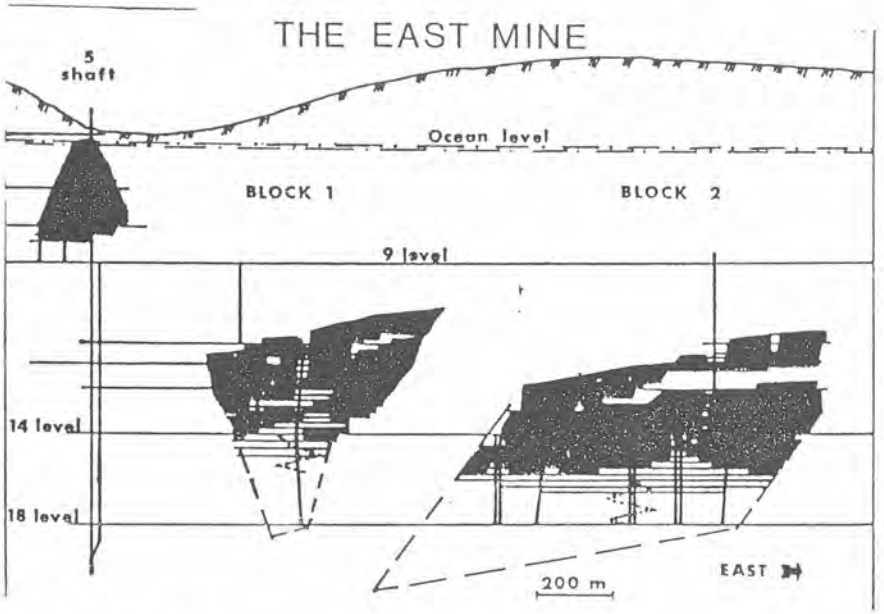
Forsøk har vært gjort og vil i fortsetningen bli gjennomført med 10 % og 30 % tilblanding for 15 - 20 m lange hull i skivebrytningen. Flere parametre er bestemmende for resultatet - hvorav stykkstørrelse d.v.s. fragmenteringen er av størst betydning. Så langt anser en at forsøkene har gitt positive resultater, men langtidsforsøk er nødvendig for å kunne fastslå de virkelige økonomiske gevinster.

SUMMARY.

Underground mining down to 1 000 m below surface in rockformations with low tensile strength require thorough scaling and rock-bolting. Careful blasting has a decisive significance for the result of the following stoping activity.

After the introduction of Polystyrenbeads to ANFO we can show encouraging results, which give a higher security level and continuity in stoping. For the developments work we uses polystyrenbeads of 30 % and 70 %. Tests have been carried out in the sublevel caving with 15 - 20 m holelenght. The polystyren content has been 10 % and 30 %. As various parameters are involved - we intend to go through with additional tests. So far we have had positive results, but only long term tests can give an idea of the possible econimics of the question.

F.B. bryter fra underjords gruvedrift p.t. årlig 845 000 t R.m. på en linjalformig forekomst med drift ned til 1000 m.



Skisse 1: Østgrua

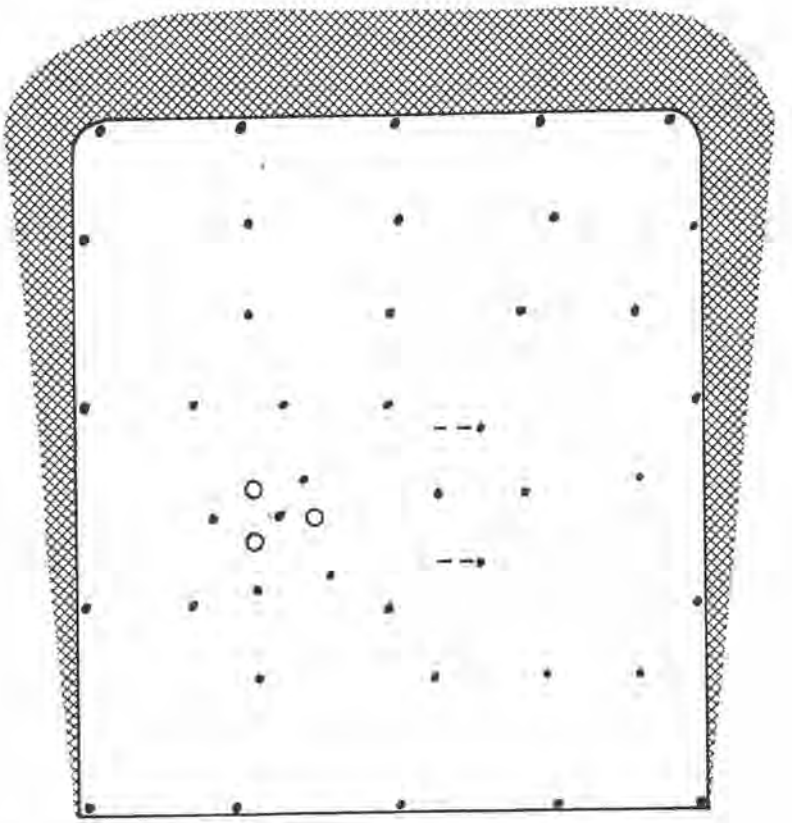
For denne produksjonsdriften brukte vi i 1985 202 000 kg sprengstoff hvorav ca. 35 000 kg gikk med til oppfaring og tilredning.

Bedriften har egen blandestasjon for AN-olje. Det ble tidligere benyttet både krytstallinsk og prills. AN-andel ligger på 81 %.

Bilde 1: Utstyr blandestasjon

Vi har siden januar 1986 kjørt forsøk med og etablert et forbruk av polystyrenkuler diam. 3 - 4 mm, både i ortdriften og for skivebrytingen. Ortdrift skal kort beskrives før en ser på forsøkene med Polystyren i langhull, - lading og sprenging for skivebrytingen. Dette er den delen av forsøkene som har medført mest diskusjon lokalt.

ORTDRIFTEN.



Skisse 2: 13 m_2 - 3,5 x 3,8 m

Skisse 2 viser et typisk tverrsnitt av ortprofil ved skiveortsdrift. Skraverte områder hvor vi får ekstra sikrinsarbeider.

Dimmensjon 3,5 x 3,8 m.

Salvelengde 4,0 m.

Hulldiam. 43 mm.

Hullantall: 11 konturhull - 3 stk.

3 1/2" grovhull - totalt 45 stk.

Vi har i mange år praktisert løpende permanentbolting m/innstøpt k-stål. I de seinere år har en også satt inn en Minimaks for skroting.

FORSØKSOPPLEGG

Behovet for løpende sikringsarbeider både i tilredningsfasen og i avbyggingsfasen er karakteristisk ved gruvedriften. Det er derfor naturlig at en fant forsøkene med Polystyren interessant både økonomisk og sikkerhetsmessig. Ved innføringen har vi hatt praktisk og verdifull hjelp fra Anders Heltzen som bl.a. initierte vårt ønske om å gjøre forsøk ved sitt foredrag på konferansen i 1985: "ANFO-polystyren-kuleblandingen - Erfaringer fra bruk i tunneller og dagbrudd". Primært ble det satset på å finne en avpasset tilblanding og rutine for tilredningsarbeidene.

Vi gjennomførte en tilblanding på 30 % polystyren i åpnere og strossehull - m/forsøk opptil 70 % i tak og kranshull. Ligghull 5 stk. ladet med 9 stk. 30 x 400 mm dynamitt. For initiering 1 stk. per. hull av dimm. 30 x 400 mm. I fremtiden vil denne ladningen bli halvert. Resultatene har vært vellykkede. Foruten den rene økonomiske fordel på sprengstoffsiden er det registrert en påviselig reduksjon i sikringsarbeidet.

Bilde 2: Konturhull.

Tidligere ble det brukt 22 mm x 1000 mm rørladning. Registrerbar lukt og gass fra røys er også merkbart redusert. Anslagsvis kostnadsreduksjon av denne omleggingen kan belyses med følgende talloppstilling. I parantes bemerket gjør en oppmerksom på at konteringssystemet ikke fanger opp tilstanden før og etter innføringen, slik at dette er basert på registreringer fra forsøksplassen og middel fra døgnrapport.

Beregninger:

Tidligere ortsalve:
Beregningene er basert på konturhull, strossehull og åpnere.

Salvemønster: 3 grovhull
26 strossehull og åpnere

5 ligghull
5 takhull
6 konturhull

Sprengstoff-forbruk: (ekskl. tennere)

Takhull: Røramm. 4 stk. x 5 á kr 16,-	: kr	320,-
Øvrige hull: 166,5 kg AN á kr 3,42	: "	569,-
Initiering + liggere: Dyn. 32 kg á kr 14,50:	"	464,-
	kr	1 353,-

Middelinndr.: 3,65 m
Meterpris : 371,-
Ny salve m/Polystyren:
P.g.a. lagringstid velges en polystyrenreduksjon grunnet påvirkning av olje på 50 %. Diagram 1 viser hvordan middelpris AN-polystyren påvirkes som konsekvens av dette: (eksk. tennere)

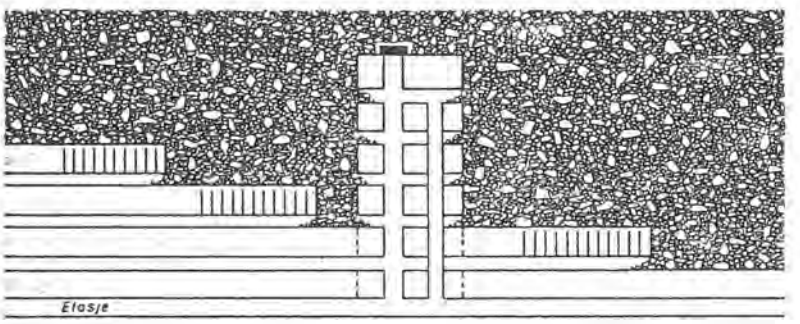
Konturhull: 70 % - 50 %		
11 stk. hull - 50 kg á 2,01	kr	100,50
Strossehull: 30 % - 50 %		
31 hull - 150 kg á kr 2,96	"	444,90
Initierings liggere: Dyn. 32 kg á kr 14,50		464,00
	kr	1 009,40

Inndrift : 3,65
Meterpris: kr 277,-

Det gir en innsparing på kr 343,- pr. salve, tilsvarende ca. kr 200 000,- pr år. Alt etter hvor kort lagringstiden blir, kan den årlige besparelse ekskl. redusert sikringsarbeid gå opp mot kr 250 000,- pr. år.

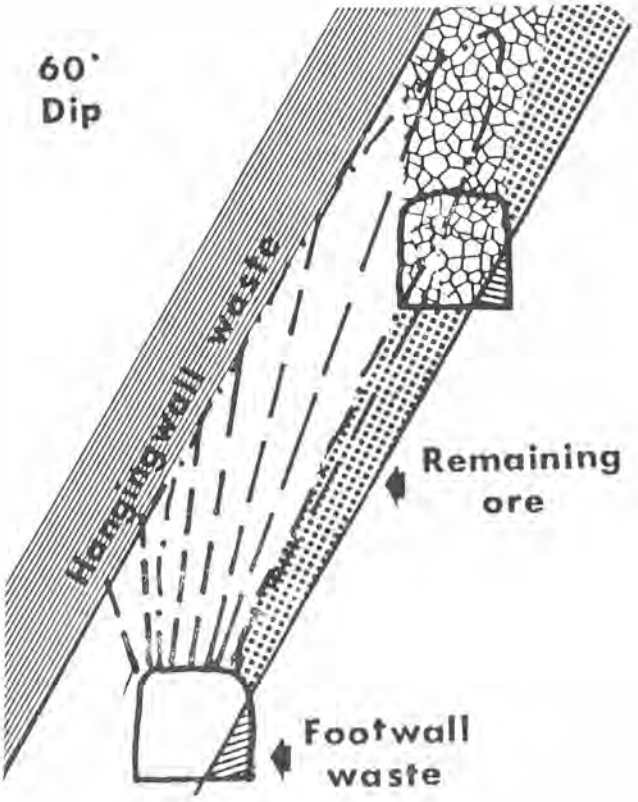
SKIVEBRYTING.

Det er flere parametre som påvirker resultatene ved avbygning etter skivebrytingsmetoden. Før de etterfølgende beskrivelse av forsøkene med polystyren og de foreløpige resultatene fra disse beskrives, finner en det nødvendig med en kort innføring i brytningsmetoden. Skissene viser prinsippet for brytingen. Skisse 1, som alt vist, angir blokkoppdelingen.



Skisse 3: Skivebryting

Skisse 3 et forstørret utsnitt. Blokken oppfares med strøkgående skiveorter - m/vertikal avstand på 15 m.

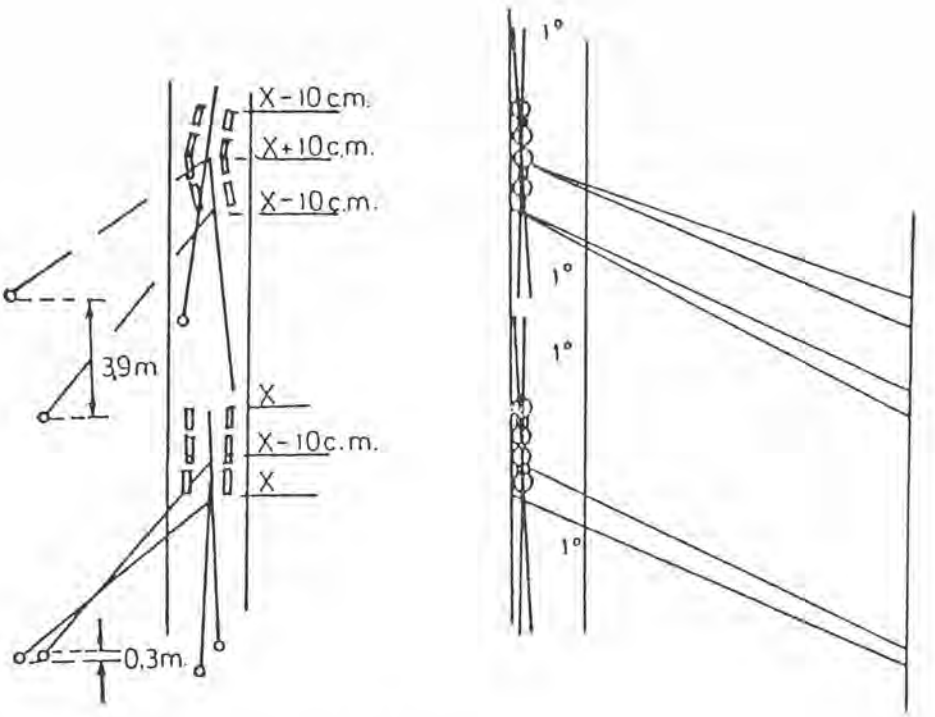


Skisse 4: Tverrprofil

Skisse 4 viser et standard tverrprofil, og normalvifte for sprengning av en skivesalve.

Kritiske faktorer for resultatet -): bra fragmentering og vellykket salve er:

1. Smal malm - liten mektighet gir liten hullavstand i forhold til forsetning.
2. Overlading i påhugg - overslag m/presplitt.
3. Nøyaktighet av langhullsboringen. Denne er det mest kritiske.



Skisse 5: Feilboring, langhullsboring

Skisse 5 viser ekstreme forhold i feilboring som skyldes unøyaktig innretning av borrigg. I beste fall gir salven bergløsning, men med storstein, spretting og alle de vansker og kostnader dette medfører. I verste fall gir det pilsalve med midlertidig produksjonsstopp og ny, - møysommelig oppboring.

Det finnes en mengde teori og praktisk erfaring for skivebryting ut fra krav om mest økonomisk bergfangst. Dette skal ikke berøres her.

Hele denne lange innledningen er forsåvidt lite relevant med selve bruken av polystyren, men det var nødvendig å få belyst at flere utenforstående faktorer kan forstyrre tolkningene ved bruk av Polystyren.

1. En presis teknisk/økonomisk konklusjon for bruk av polystyren må baseres på langtidsforsøk.

2. Bruken av Polystyren i skivebrytingen har medført diskusjoner mellom såvel ladere som skivelastere og arbeidsledelse om fordelene og hvordan en skal skille mellom de ulike parametrene.

La det med en gang være sagt at fordeler kan påvises.

Vårt forbruk av ANFO baserer seg på blanding i egen blandestasjon. Bilde 1 viser den enkle løsningen, som for vårt forbruk inklusiv transport til hovednivå krever en 1/2 årsmann.

Tilblandingen av Polystyrenkulene krevde at vi helt gikk over til den krystalinske ammoniumnitraten. Videre måtte polystyren tilsettes 3 % vann for å gi blandbarhet med AN, som tilføres blanderen sist

Våre ladeapparat er av type 30 l og 100 l Pneumatisk Transport.

Bilde 3: Ladetraktor

Bilde 3 viser ladeapparat montert på landbrukstraktor. I startfasen, som primært var innføring av metoden i ortdriften, var en nødt til å regulere ned ladetrykket for å redusere spill og separasjon av polystyrenkuler. Overgangen var en ren innøvingssak. En kom temmelig raskt inn på følgende blandinger:

Ligghull - uendret m/dynamitt
Strosse- og åpningshull: 30 % polystyren
Konturhull: - 5 takhull + 2 x 3 sidehull: 70 % polystyren

Resultatene har som tidligere nevnt vært vellykkede. Som en i det etterfølgende skal skal se vil det økonomiske resultat kunne variere.

Driften går på 2 skift med variasjoner på 1 - 3 salver pr. skift.
Fra blandestasjonen må det dekkes opp for maks forbruk pr. døgn, både for ortdrift og bryting. Dvs. at blandingene kan bli fra 1 1/2 skift til 2 døgn gamle. Polystyren oppløses ved påvirkningen av oljeblandingen i sprengstoffet.

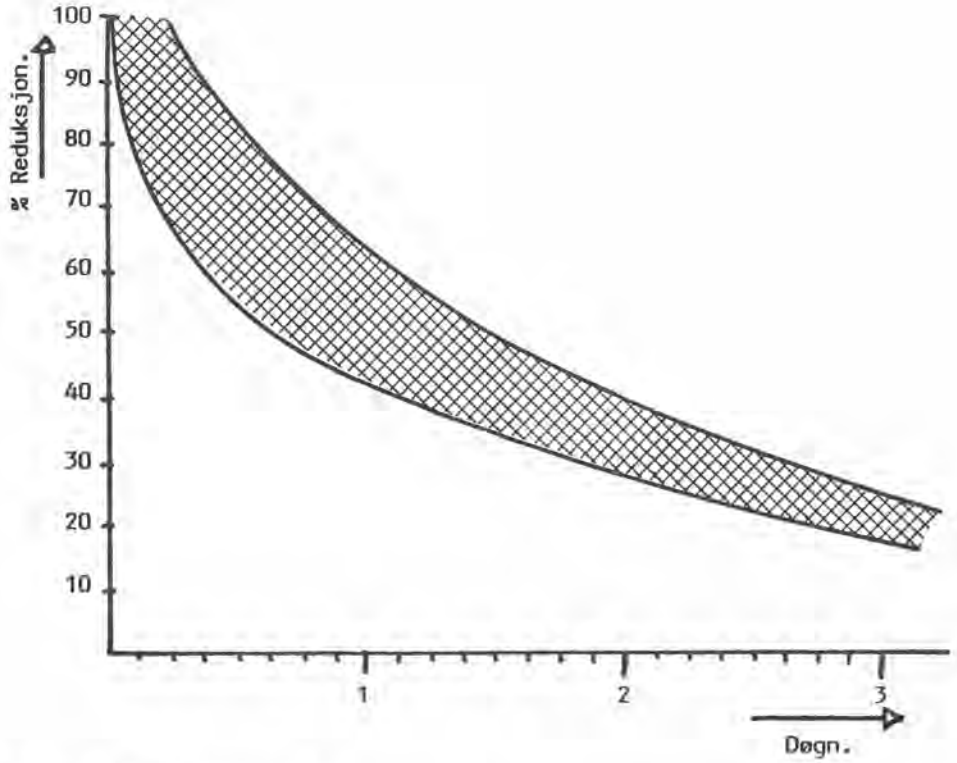


Diagram 1: Volumreduksjon

Diagram 1 viser reduksjonen som over tid finner sted. Da spredningen av forbrukstidspunkt er forholdsvis stor har en ikke lagt vekt på en for arbeidskrevende analysering. Diagrammet er ment retningsgivende for valg av %-tilsats polystyren og andel av samme ved brukstidspunktet.

I skivebrytingen benyttes detonerende lunte med momentandetonasjon av hele salven. En skal ikke her ta opp noen diskusjon om dette punktet. Vi har kjørt med mange varianter, men funnet at dette gir størst sikkerhet for vellykket resultat. Vi kjører i dag med to blandingsforhold 10 % og 30 %. Minner om diagrammet over volumtap av polystyren. Det minnes også om de ulike parametre for en vellykket skivebryting. Dette er årsaken til at vi p.t. kjører med to forskjellige blandinger, som på hver sine steder går bra.

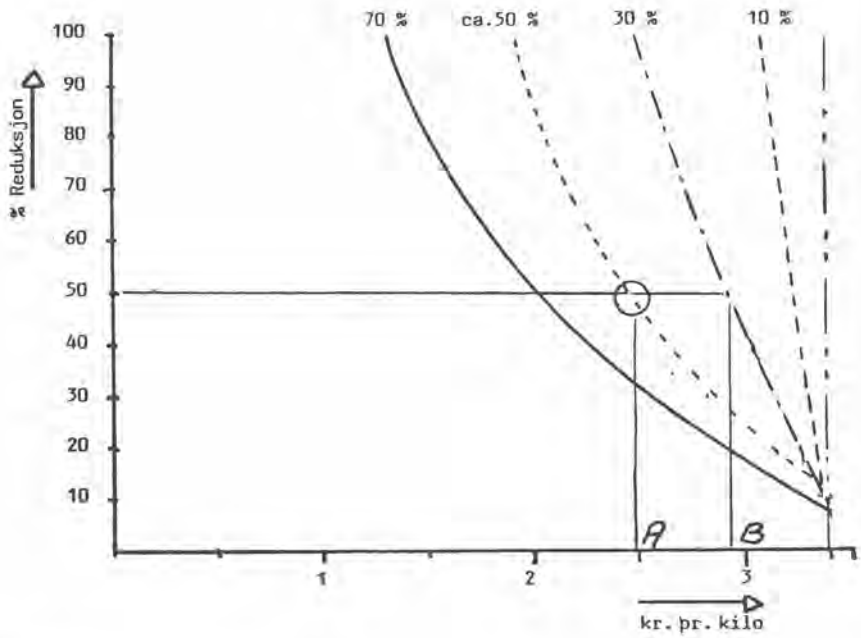


Diagram 2: Variasjon i kilopris.

Diagram 2 viser den kostnadsmessige utvikling. Foruten den økonomiske side m.t.p. sprengstoffkostnad og redusert gassforurensning er blokkstørrelse): fragmenteringen bestemmende.

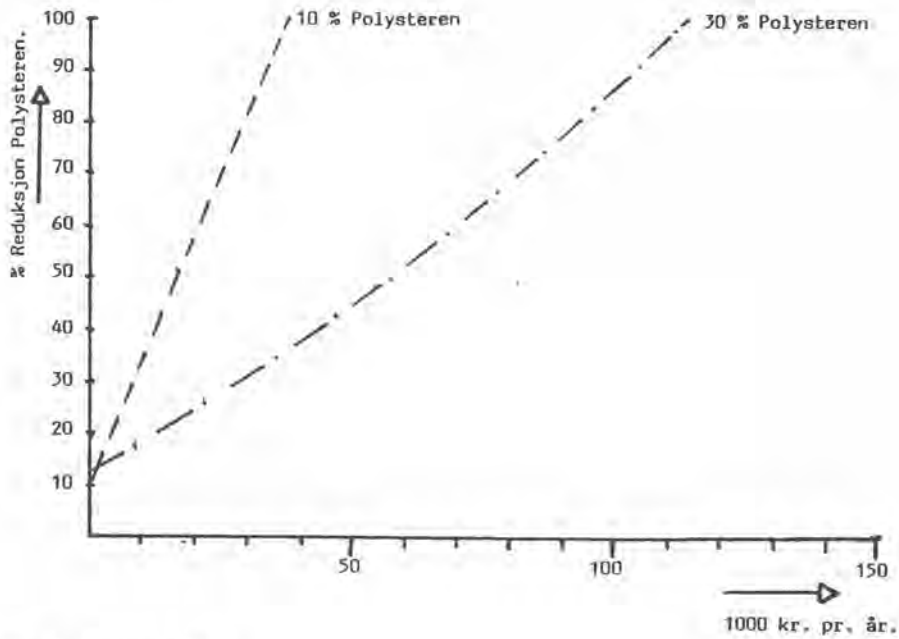


Diagram 3: Besparelse

Diagram 3 viser påviste mulige, årlige besparelser for de to typene som nå er under bruk. For å kompensere for volumtap skal det kjøres nye forsøk med en høyere starttilblanding basert på antatt midlere lagringstid på 1 døgn. Den stiplede kurven angir sammenlignbar pris A kontra B. Rent praktisk er målsettingen å kunne kjøre på tilpasset - "startblanding" tilsvarende 30 % for ortdrift - strossehull og skivebrytingen. Usikkerheten ligger i forannevnte fragmentering. Malmblokkene følger en feltstupning på 11 - 13°. Det er påviselig sprengningstekniske forskjeller om en har utslag mot eller unna feltstupningen, Følgelig er dette en parameter vi også må tilpasse det endelige opplegget til. Bruksstedene med 30 % tilblanding har gitt et entydig godt resultat. Brytningsstedene med 10 % har også fungert bra, men med et markert resultat som har gitt diskusjon om fragmenteringen før og nå.

Systemet er såvidt vi ser desidert kommet for å bli i ortdrift. Det ligger en liten usikkerhet i skivebrytingen, først og fremst grunnet nøyaktigheten i langhullsboringen og feltstupningens innvirkning. Vi regner imidlertid også her i fortsettelsen å benytte Polystyren. Hva som blir den endelige tilblandingsprosenten er i dag et åpent spørsmål.

SKANDINAVISK ANLEGGSDRIFT OVERFØRT TIL UTENLANDSKE FORHOLD

Sivilingeniør Odd E. Hanssen, ABV, Quito - Equador

S A M M E N D R A G

Foredragsholderen, som har arbeidet i Syd-Amerika i over 15 år i byggekontroll, som frittstående konsulent og på entreprenørsiden, relatert til underjordsprosjekter, tar for seg de "ikke-tekniske" områder hvor skandinaviske entreprenører må skaffe seg erfaring, eventuelt samarbeide med andre internasjonale entreprenører, for å kunne delta i konkurransen om prosjekter i denne verdensdelen.

S U M M A R Y

The speaker, who has worked in South America for more than 15 years, in supervision, as independant consultant and on the contractor's side, all related to underground works, deals with the "non-technical" fields where Scandinavian contractors have to get experience, eventually through joint-venture with other international contractors, in order to compete on projects on this continent.

VIL VI UT? HAR VI NOE I UTLANDET Å GJØRE?

Noen har kanskje tatt dette opp til en seriøs drøftelse i ledelsen, bestemt seg for en viss årlig omsetning utenlands, og lagt opp en strategi for dette; mens andre har enten ikke sagt noe, eller "tja- det kan jo være interessant" - med det til resultat at ingeniørene plutselig kommer med en kontrakt, som etterhvert utvikler seg økonomisk helt annerledes enn budsjettert; ikke nødvendigvis fordi vi ikke behersker de tekniske problemer som møter oss, men fordi det er helt andre faktorer, som vi enten ikke behersker eller har lagt nok vekt på, som får vanskelighetene til å tårne seg opp.

Ut fra min egen utenlandserfaring, som strekker seg fra 1968, om enn ikke helt kontinuerlig, er det min mening at norsk entreprenørvirksomhet - i særdeleshet på fjellsprenningsområdet - burde interessere seg for oppdrag i utlandet.

Når det gjelder spørsmålet om vi har noe å gjøre i utlandet, så vil jeg besvare det med et ubetinget ja, spesielt for fjellsprengningsområdet, selv om vi ikke er verdensmestre på området, hvis noen skulle ha slike tanker! Men vi har mye know-how, og anvendt på rett måte eller i rett kombinasjon, bør det være mulig å tjene penger for de firmaene som vil satse, og samtidig overføre teknologi og utvikling til de land vi eventuelt vil jobbe i. Min erfaring er utelukkende fra den "ikke-industrialiserte" delen av verden,nærmere bestemt Latin-Amerika, og mine meninger er derfor rettet mot eventuelle oppdrag i slike land.

Hvilken type oppdrag?

I denne forsamling faller det naturlig å tenke på oppdrag innefor vårt spesialfelt, fjellsprengning av ulike slag, men det finnes mange andre områder hvor norsk ingeniørkunst har mulighet for å gjøre en innsats.

For å stoppe litt opp ved hvilken type prosjekter en bør satse på, så tror jeg den tekniske vurderingen er den aller enkleste, og det vil ikke volde noen særlige problemer å ta stilling til om det er noe vi kan gi oss i kast med eller ikke. For meg er det viktigste spørsmålet om prosjektet er finansiert eller ikke, hvilken sikkerhet er det for å få betalt? De prosjekter som i dag har finansiering, er det som regel en eller annen regional utviklingsbank som står for, og hvis da Norge ikke er medlem i denne banken, har vi ingen mulighet for å være med å konkurrere. For de av oss som har hatt muligheten av å følge med i det som foregikk før Norge ble medlem i Den Inter-Amerikanske Utviklingsbanken, er det klart at vi ikke skal snakke for høyt om byråkratiet i de ikke-industrialiserte land; vi har

mere enn nok på hjemmebane, og hvis noen av tilhørerne har fattet interesse for oppdrag i et område med en regional utviklingsbank som hovedfinanskilde, og hvor Norge ikke er medlem, så er det beste å starte lobbying i morgen!

Alle prosjekter som har finansiering, har i dag en uforholdsmessig stor priskonkurranse, fordi det er få prosjekter med finansiering tilgjengelig. Og fordi vi har liten eller ingen utenlandserfaring, vil vårt prisnivå være så høyt at vi ikke kommer i betraktning.

Hvordan kan vi komme igang?

Noe som ergrer meg inderlig hver gang dette temaet blir bragt på bane, er den norske disponering av sine U-hjelpsmidler. Jeg beklager hvis jeg mangler oppdatering, men bortsett fra få hederlige unntak, har denne gått med til å finansiere internasjonale byråkratiske organisasjoner, eller som direkte økonomisk støtte til våre bistandsland. Våre konkurrenter fra f.eks. Frankrike, Spania eller Italia har en helt annen situasjon. U-hjelp fra disse landene blir utelukkende gitt i form av prosjekter, som deres egne entreprenører realiserer.

Det at det fortsatt er røster i våre respektive offisielle organer eller departementer som hevder at vi ikke kan tvinge disse stakkars folkene til å bruke våre U-hjelpsmidler slik vi vil, er enten et utslag av redsel for å miste sin egen byråkratiske viktighet, eller av norsk naivitet.

Hvis vi ser bort fra teknisk kompliserte prosjekter som de enten ikke har behov for eller mulighet for å drive eller vedlikeholde på egen hånd, er det ingen form for U-hjelp som er bedre enn prosjekter. For å gjennomføre prosjekter behøver vi arbeidskraft; vi ansetter lokale arbeidere og funksjonærer, gir dem lønn og en viss yrkesutdannelse, og vi fullfører prosjektene! Dessuten ser vi til at pengene blir brukt til det de skal.

For de av oss som har en viss kjennskap til den 3. verden, er det kanskje den utrolig store forskjellen mellom fattige og rike, det største sosiale problemet. Min mening er at ved å gi direkte økonomisk støtte til U-land, vil en indirekte medvirke til å øke denne forskjellen, fordi de allerede rike er de som på en eller annen måte styrer utviklingen, og dette gjør de 100 % til egen fordel.

Prosjekter som ikke er finansierte

Mange prosjekter har bare delvis finansiering, eller ingen finansiering, og for å kunne være med i anbudskonkurransen,

må en eller annen finansiering kunne ordnes. Jeg kan heller ikke her unngå å komme inn på dette med U-hjelp, fordi en rekke land kanaliserer en del av sin U-hjelp til rentestøtte, som får som resultat at en kan tilby "soft-loans", subsidierte kreditter, som en del av sitt tilbud. Nå er ikke entreprenør-oppdrag utenlands det som våre myndigheter, enda ihvertfall, ser som noen viktig eksportindustri, pga. liten virksomhet/produksjonsverdi i Norge. Men det at vi kommer skikkelig igang ute, kan få store ringvirkninger for all industri og leverandører som vi normalt har rundt oss, i vår virksomhet i Norge.

Hvis en utvider dette med finansiering, og hvilke oppdrags-muligheter som kan finnes forbundet med dette, vil jeg indikere at hvis myndigheter og finansinstitusjoner er positive og villige til å stille opp, kan "Stat til stat-kreditter" tilbys før et prosjekt/leveranse kommer ut på anbud, - og hvis dette skulle gå i orden, vil dette medføre en intern norsk konkurranse om prosjektet. Dette er for oss nordmenn bare utopi, men jeg kan nevne at italienerne nylig har undertegnet en sterkt subsidiert kreditt for all mekanisk og elektrisk utrustning for et 500 MW kraftverk i Equador, med den selvfølgelighet at det bare er italiensk industri som skal konkurrere om leveransene. Her vil nok både eksportkreditt-premier og andre ikke-populære kostnader være bakt inn i prisen hos samtlige, før de leverer sine tilbud. Resultat: Italia får dekket sine kostnader og italiensk industri er sikret oppdraget!

Nå skal vi ikke tro at noe slikt kommer i stand uten beinhard innsats fra industrien. Uten tvil er grovarbeidet gjort av italiensk industri, kanskje av det eller de firma som er utsett til å få jobben?, men når det kommer til et visst stadium, er det italienske myndigheter, enten fra lokale ambassader eller fra Italia, som stiller opp og drar lasset, kanskje da også med representanter for industri eller bankvesen kamuflert som offisielle representanter for Italia. Men det viktigste er innstillingen; de stiller opp fordi de innser betydningen for italiensk industri; og inntar ikke en holdning som f.eks. "Nei, det kan vi da ikke gjøre, det er da ikke fair!"

Hvor viktig det er å delta i finansieringen, har vi erfart via våre prosjekt i Equador. Vi ordnet en finansiering på US$ 60 mill., og via selve finansieringskontrakten fikk vi forbedret betalingsbetingelsene vesentlig, noe som ikke var mulig i selve byggekontrakten, - og pengene kom heller aldri til Equador. Byggherren godkjente månedsfakturaene som så ble levert til en lokal avdeling av en internasjonal bank; denne sendte et kodet telex til bank i Sverige som foretok utbetaling omgående.

Hvilke prosjekter skal vi gi oss i kast med?

For det første skal vi være klar over at de internasjonale prosjektene normalt er store prosjekter, ihverfall målt i penger. Mindre prosjekter finnes det heller ikke noen mulighet for oss å konkurrere om da prisen ikke gir mulighet for å absorbere det vi måtte ha av indirekte kostnader og overheads. Siden det er store prosjekter, er anbyders økonomiske kapasitet det det legges mest vekt på i prekvalifiseringsvurderingen. Nå har det i de senere år funnet sted en vesentlig strukturendring, til større enheter, i entreprenørbransjen i Norge, og for internasjonal virksomhet ser jeg det som en absolutt fordel, - en viktig rammebetingelse er dermed oppfylt.

Men hvis vi er sikre på å bli prekvalifisert, skal vi så uten videre gis oss inn i en anbudskonkurranse? Mitt svar på det er et ubetinget nei! Det er her markedsføring eller markedsundersøkels kommer inn. Men siden vi ikke har så mange personer med erfaring fra internasjonal undersøkelse, bør vi gå ut fra at det vil ta tid.

Hvordan er forholdene i vedkommende land generelt? Hvilke større internasjonale entreprenører er allerede etablert? Hvilken type prosjekter finnes, og hvilket tidsperspektiv er det på disse? Hvis disse grunnspørsmål kan besvares på en for oss positiv måte, bør en gå videre og finne fram til en lokal representant, som i anbudsfasen kan opptre som legal representant, og så undersøke muligheten for et kontaktnett som på en "no cure - no pay" basis vil være behjelpelig med å perfeksjonere anbudet, og senere hjelpe til med å få jobben i havn. Hvis en ikke kan få til dette på noenlunde skikkelig vis, vil jeg være i tvil om jeg skulle anbefale mitt firma å kjøpe anbudsdokumentene og sette igang en prosess som fram til ferdig anbud, levert til byggherren, sjelden koster mindre enn en halv million kroner, - om alle nedlagte kostnader registreres og prissettes riktig.

Før en bestemmer seg å regne på kraftverksprosjekter, er det to tekniske faktorer jeg vil anbefale at noen vurderer. Det er meget vanlig at lokale entreprenører utfører adkomstveiene for å spare tid. De lokale krav til skråningsvinkler i skjæringer kan virke helt horrible for oss, men det finnes ikke annet alternativ. I Andesfjellene er det ofte at fjellsidene står i rasvinkel helt fra elvebredden og opp til topps. Et hvilket som helst inngrep i form av en veiskjæring vil forstyrre stabiliteten eller labiliteten, avhengig om en er optimist eller pesimist, og dette forbundet med store nedbørsmengder kan utløse formidable jord-/steinskred. Et skremmende eksempel på dette er et kraftverksprosjekt i Columbia hvor mere enn et års forsinkelse kan tilskrives blokkering av eneste adkomstvei. Det hjelper jo lite at en får noe mere jobb for hjullastere, bulldozere og eventuelt transportutstyr

når en ellers bare får tillegg i tid, og ikke kompensasjon for de direkte og indirekte kostnader som en slik stillstand betyr.

Den andre faktoren er geologien i prosjektet. Selv om vi tror vi er "verdensmestre" i tunneldrift, så er vi det bare når vi har norske fjellforhold, - og disse blir jo nokså varierte etter hvert, tunneler under havbunnen etc., men mange prosjekter i andre deler av verden har en mye yngre geologi enn vi har, og dermed fjellforhold som er helt annerledes enn det vi er vant med; mye større problemer med stabiliteten. Det må innrømmes at det norske gjenget som jeg var leder for i min første utenlandsjobb, i Chile, fikk lære seg en helt ny teknologi for å takle de for oss nye og uvante forhold, - en teknologi som de lokale berhersket suverent.

Nå skal det innrømmes at den utvikling som har funnet sted innenfor sprøytebetongteknologien, og da spesielt med fiberarmering, muligens kan løse de fleste stabilitetsproblemer, men det anbefales til litt forsiktighet. Det er kanskje ikke så helt opplagt at vedkommende byggherre er kjent med, eller vil akseptere sprøytebetong som hovedsikringsalternativ.

KALKYLE. EN DEL MOMENTER

- Organisasjon - lønninger
- Maskiner og utstyr
- Materialer
- Transporter
- Homeservice

Organsisasjon - lønninger

For ikke å prise seg totalt ut helt fra starten av, må en basere seg på å bemanne utelukkende nøkkelfunksjoner med skandinaver. Det kan variere noe fra land til land, men i de aller fleste land i Latin-Amerika finnes det kvalifiserte personer for svært mange funksjoner, både teknisk og merkantilt, om en er innstilt på å finne disse og betale bra. Deres lønnskostnader vil likevel være langt lavere enn en skandinav, ihvertfall når en tar hensyn til reiser, familiebolig, skoler etc. Dessuten står disse ut jobben, så lenge som en behøver, og det vil ikke være nødvendig å skifte personell for samme funksjon flere ganger i løpet av et prosjekt.

Når det gjelder kostnader på skandinavisk personell, så er ikke det noe problem å fastlegge, bare en får med seg alle ekstrakostnader, inklusive eventuelle "hardships". Vedrørende hardships anbefales så fort som mulig å etablere en skala, differensiert ut fra reelle forhold i de ulike land; og ikke havne i et uføre hvor en får like store hardshipkostnader på et prosjekt, som har mye bedre forhold enn på våre anlegg hjemme, - som på et som ligger slik til at det er på sin plass med noen ekstraytelser.

et prosjekt, som har mye bedre forhold enn på våre anlegg hjemme, - som på et som ligger slik til at det er på sin plass med noen ekstraytelser.

For kostnader på lokalt ansatte er det heller ikke noe problem å få rede på de lovbestemte minimumslønninger som må legges til grunn. Men en bør absolutt, via et lokalt advokatkontor e.l., få en utredning på hva de virkelige måneds- og dagslønningene er. I Equador har vi f. eks. 15 mnds. lønninger hvor ingen av de 3 ekstra er like, ei heller lik en "normal" månedslønn.

Det som kan være vanskelig, er de lønnsøkninger av ikke-offisiell karakter som en får underveis. I den delen av verden hvorfra jeg har min erfaring, finnes det ingen hoved-avtaler da "våre" LO og NAF ikke finnes. Hvorfor det er slik hører ikke hjemme her, men på grunn av dette må en være forberedt på at så snart som en er etablert på den nye arbeidsplassen, og har ansatt de første 15 - 20 arbeiderne, finnes det legalt grunnlag for forhandlinger om "hovedavtale" mellom den fagforening som stiftes for prosjektet, og entre-prenøren. Da slike fagforeninger ofte blir benyttet som plattform for personer som har politiske ambisjoner, kan det være en idé å selv ta initiativet til å få startet fagforenin-gen, da en da i starten eller det første året vil ha en mot-part som er interessert i arbeidernes situasjon, og ikke noe som skal tjene helt andre formål. (Dette med fagforening og takling av alle de problemer som er forbundet med den, er noe som en bør ha spesielt i tankene når personalsjefen for prosjektet utvelges.)

De økonomiske konsekvenser av de årlige avtalene med fagfor-eningen kan bli relativt store, og det anbefales å forsøke å fremskaffe kopier på avtaler som er gjennomført for til-svarende prosjekter i vedkommende land; og så får en bedøm-me om en vil ta mål av seg til å gjøre det bedre, eller dårligere!

Maskiner og utstyr

For et kraftverksprosjekt er det for oss i alle deler stort sett kjente maskiner vi vil satse på, og det er naturlig for våre folk på maskinsiden å prise maskinlista ved å ta kontakt med den lokale forhandleren, som de dessuten kjenner ut og inn via utallige kjøp/avtaler. Men vi skal ikke glemme at Norge er et høykostnadsland og at vi har lite og ingenting igjen på et utenlandsprosjekt for at den norske forhandler er serviceminded og villig til å stå på når vi har problemer i Norge. Ute må vi ha vår egen serviceavdeling allikevel. Det kan finnes en agent/forhandler i det landet vi skal til, som kan komme opp med et for oss mye gunstigere tilbud, og som ved å ha fått sin, kanskje beskjedne kommisjon for en maskin-

leveranse, er mye mer positiv til å hjelpe oss i det lokale miljø, enn om vi kommer drassende med en masse maskiner av "hans" merke, uten at han i det hele tatt har vært inne i bildet.

Hvorvidt en skal importere maskiner og utstyr, eller ta det inn som temporær import, er noe som må vurderes. Den enkleste og mest nærliggende løsning er å foreta en temporær import, hvor en har mulighet for å ta ut utstyret, men en kan lett få problemer av en helt annen type når en ved anleggsslutt skal reeksportere ting som ikke lenger finnes; det er forbrukt, som f.eks. spesialfinér for forskalingsflak eller ulike typer rør som er kassert og forsvunnet i tippen. - Det hører muligens til i klassen for viderekomne, men avhengig av aktiviteten i landet, priser på brukt utstyr etc. er det mulig å gjøre noe forretning ved siden av, ved nasjonalisering og dermed mulighet for utleie og siden salg i det lokale marked.

Marked

På samme måte som våre maskinfolk, vil våre materialinnkjøpere i utgangspunktet helst jobbe med materialer/leverandører de kjenner og kan stole på. Når det gjelder underjordsjobb er det relativt enkelt fordi materialandelen ikke veier så tungt i det store hele, men våre konkurrenter filer på alle poster og for å stille likt, burde vi gjøre det samme. Men i enkelte anbud er det store materialleveranser inkludert, f. eks. levering og montering av luker og til og med stålrørsforing til trykksjakt. Uten å fornærme noen tror jeg det kan sies at nordiske entreprenører ikke er kjent blant større materialleverandører ute i verden, og blir følgelig ikke tatt seriøse; vi får ikke gode nok tilbud!

De store internasjonale entreprenørene har innkjøpere spredt i Europa/USA, med kanskje koreanerne med størst tyngde. F. eks. har Samwhan 40 innkjøpere i Europa/USA, og Hyundai har enda flere. Et større firma drar konsekvent 15 % fra samtlige leverandørtilbud.

Et helt annet problem som en skal ha klart for seg, er at hvis det finnes lokal produksjon av noen materialer, er det i enkelte land umulig å få importlisens. Vi har delvis sendt ulike typer materiell fra Göteborg, for så å ordne importlisensen mens disse var underveis. Dette førte til, spesielt i starten, at det måtte mye overtalelser til på ulike hold, for å få de nødvendige påskrifter. Senere lærte vi oss diverse diffuse tollklassifiseringer som kunne brukes på ulike måter, alt etter om containerne ble åpnet, eller ikke. Omtanken som containerne blir pakket med, kan også løse, eller generere problemer. Latinske tollere ihvertfall har en ganske stor makelighetsfaktor, og hvis innholdet i de kassene som står stablet inntil døren kan verifiseres mot "Bill of Loading", skal det godt gjøres at de gjør videre undersøkelser.

Dette med materialinnkjøp er en hjelpefunksjon hjemme, men for internasjonale kontrakter vil det være nødvendig med en selvstendig funksjon på grunn av de ovenfor nevnte punkter. (Materialplanlegging i byggfasen; beinhard disiplin!)

Transporter

Transporter er i og for seg ikke noe stort problem. I Latin-Amerika finnes det i alle land havner med alle "facilities". Det jeg vet at en av våre større konkurrenter legger ned mye arbeid på, er å redusere volumet til det absolutte minimale både på maskiner og utstyr, og ikke betale for frakt av hul-rom, noe en kan ha i tankene.

Homeservice

For å få et større utenlandsprosjekt til å fungere bra, må en ha noen mennesker som har hovedansvar for koordinering av innkjøp og forsendelser, og da mye av spesifikasjoner etc. er på prosjektlandets språk, er det av stor betydning at det finnes noen som behersker språket, dette letter arbeidet og mange feil og misforståelser kan unngås. Det er ikke nødvendig med noen teknisk hjemmeorganisasjon; de som reiser ut må ha teknisk kompetanse for å stå på egne ben. Spesielle problemer må en dog benytte firmaets spesialavdelinger på.

PROSJEKTORGANISASJON

Her står en ved den vanskeligste oppgaven. Hvis noen av de personer vi setter på et oppdrag her hjemme, ikke klarer oppgaven, er det lett å bytte ut vedkommende, eller støtte opp til det løser seg. Når det gjelder en funksjon ute, er situasjonen en helt annen. Mange faktorer skal tilfredsstilles; teknisk kompetanse, erfaring, evne til å omgås de lokale, og de skal være representanter for både det firma og land de kommer fra. (Ikke "fuktige".) Men det viktigste for entreprenøren er at vi får gode relasjoner med byggherren på alle områder. Dette er et så viktig punkt at det vil utdypes noe. Det er viktig å få en oversikt over strukturen på byggherrens organsisasjon så snart som mulig, fordi det forventes at vi stiller opp med noe tilnærmet et speilbilde av denne. Det viktigste er selvfølgelig organisasjonen ute på bygget, - hvor vi ble stilt overfor det faktum at der hvor vi hadde en avdelingsingeniør for underjord, hadde byggherren 3 avdelinger med sine respektive sjefer. En kan jo forstille seg hvor mye tid vår mann fikk til konstruktiv planlegging, oppfølging og diskusjon med egne arbeidsledere når han måtte ta seg av 3 "motparter", som alle kjente seg like viktige!

I og med at kontakten med byggherren er svært "intens", for Agoyan hadde vi over 100 personer på kontrollsiden på det meste, er dette noe som tar tid, og er vanskelig!! For å kunne få gode relasjoner må de av våre folk som er utsett til dette, ha evne til å akseptere de lokale ingeniørene både som mennesker og profesjonelle, selv om det mange ganger kan være vanskelig. Man må kunne omgås sosialt, drikke et glass eller flere uten å tape selvkontrollen, fortelle en god historie og le på de riktige stedene.

Dette fører automatisk tankene over på språkkunnskaper, og, som i vårt tilfelle, er spansk et språk som vi skandinaver til vanlig ikke har mye befatning med. Nå er det blitt en del personer som har vært i Syd-Amerika for kortere eller lengre tid, noen er blitt riktig latinere, mens andre knapt kan si "God dag"!

Min innstilling er at når det gjelder utvelgelse av personell til de funksjoner som må ha kontakt med byggherren, bør en forsøke å plukke ut personer som er utadvendte og har lett for å komme i kontakt med "omgivelsene", og jeg vil klassifisere dette like høyt som en god teknisk bakgrunn. Hvis mulig bør de ulike kandidater testes med hensyn til språkevner før endelig utvelgelse, for det nytter lite med dyktige folk på ulike områder hvis de ikke er i stand til å framføre sine argumenter på en for oss tilfredsstillende måte, og dermed være i stand til å løse problemer på egen hånd.

Dette med å løse problemer på egen hånd, er også kostnadsbestemmende i produksjonen. Forholdet skandinav/nasjonale er direkte avhengig av kapasiteten på skandinaven, og da gjelder det hans evne til å få de nasjonale til å fungere. Fordi vi hadde for dårlig kapasitet på våre skandinaver i starten, de fleste fungerte uten erfaring fra denne verdensdelen, endte vi i den første perioden opp med 1 skandinav pr. 10 lokale, mot kalkulert 1 : 20. Bortsett fra økte personalkostnader, har dette ført til økte indirekte kostnader i form av flere boliger, utvidelse av skolen etc., - og dessuten stor overskridelse i timetallet for nasjonale. I arbeidslederskiktet må en ha personer med myndighet, eller "jævlar annamme"-innstilling, som svenskene sier. Dette fordi vi i Skandinavia har en arbeidsmoral som stort sett er høy, og en behøver ikke gå rundt og jage på arbeiderne. Men hvis dette skulle være nødvendig, er det dessverre slik at en ikke kan kjefte opp en som holder et for lavt tempo. Dette er i forbindelse med utenlandsjobb et stort problem, for arbeidslederne befinner seg plutselig i en situasjon de ikke har lært og ikke kan, nemlig det å "kjøre" folket hardt, og dermed blir ytelsene deretter.

For å gi en ide på hva vi har å konkurrere mot, så opererer den største italienske entreprenøren med forholdstall 1 : 40

og 1 : 50, avhengig av land og teknisk vanskelighetsgrad. De har dessuten vært virksom så lenge ute at de har en hel del latinere som arbeidsledere, håndplukket fra tidligere prosjekter.

Når det gjelder størrelsen på anleggsorgansisasjonen så er det også andre momenter som får den til å øke i antall. Det er på alle områder et meget omfattende papirarbeid, og før selv den enkleste aktivitet kan påbegynnes, må en ha levert en detaljert metodebeskrivelse, utførelsesmetode med angivelser av både mennesklige og maskinelle ressurser. Denne skal skriftlig godkjennes før jobben startes. Det må innrømmes at vi tapte en hel del tid i starten, på dette, før vi fikk organisert oss skikkelig.

En annen aktivitet som fordrer stor innsats, er grunnlaget for månedsfakturaen. Her skal masseoppmåling foretas i fellesskap med byggherre og entreprenør, skisser tegnes og beregninger godkjennes av begge parter. Her har vi, etter egen oppfatning, lagt ned en kjempejobb for å få dette ferdig og godkjent for ikke å forsinke månedsfakturaen. Stor er derfor overraskelsen når vi nå har startet arbeidene med å ta fram all nødvendig dokumentasjon til overleveringen av anlegget, og vi finner at byggherren har klassifisert det aller meste av masseberegningen som "a-konto" oppgjør.

Siste moment jeg vil nevne i denne forbindelse er registreringen av "as-buildt". Dette er entreprenørens ansvar, og registreringen av data er derfor en omfattende jobb, særlig da byggherren har "skrivere" døgnet rundt på alle steder hvor det foregår jobb. Det går derfor ikke å ta dette etter hukommelsen, men den beste løsning er kanskje å ha en god relasjon til byggherrens "skrivere", for å sammenlikne eller kopiere data.

Alle disse papirmessige arbeidene kan utføres meget bra av lokale ingeniører, men da spesielt masseavregningene har stor økonomisk betydning for prosjektet, bør nok en skandinav ha overoppsyn med gruppen.

I prosjektorganisasjonen må det finnes en økonom, med tyngde og helst med prosjekterfaring. En opererer med flere regnskaper, ett i lokal valuta for å tilfredsstille lover og lokale myndigheter, og ett i nordisk valuta for prosjektets og moderfirmaets økonomiske oppfølging. Dette med å holde rede på flere typer valuta, som kanskje går i ulike retninger mot hverandre, er ikke lett og må takles av en fagmann. Vår erfaring er at slike økonomer ikke er lett å finne, og vi har delvis vært i et "vakum" pga. mangel på pålitelige økonomiske data.

KONSULENTER

Under min utenlandstid har jeg bevisst forsøkt å hjelpe nordiske konsulenter med kontakter og informasjon om nye prosjekter. Dette har jeg ansett som hjelp til selvhjelp. Ved å få prosjektløsninger som vi er kjente med, kan vi ha en fordel foran våre konkurrenter. Men en liten "henstilling" til våre konsulenter, - om vi nå skulle havne på et prosjekt sammen i utlandet; det kan da ikke være nødvendig å ha en totalt annen holdning enn om vi samarbeider på et prosjekt i Skandinavia.

KONKURRANSESITUASJONEN

Hva kan vi gjøre for å forbedre våre muligheter til å få et oppdrag og samtidig tjene penger? På den tekniske siden er det absolutt mest å hente ved å bygge hurtig. Da indirekte kostnader på et utenlandsprosjekt fort blir like store som de direkte, er det store beløp å hente på å korte ned byggetiden. Se helt bort fra den hovedtidsplan som ligger ved anbudsdokumentene og la firmaets ulike spesialister vurdere "sine" aktiviteter for å se på den tiden en behøver. Eller er det f. eks. mulig å gjøre ting "utradisjonelt"? Glideforskaling på ikke-glid jobber? For å få til slike tidsgevinster kan det både være nødvendig og lønnsomt å sende med et gjeng spesialister som kommer inn, gjør jobben på rekordtid - som turister -, og ut igjen.

Når det så gjelder all den byråkratiske problematikken som jeg har nevnt tidligere, er det noe som en lærer å takle etter hvert, og det finnes en hel del erfaringer på dette området i Skandinavia. Hva med skandinavisk samarbeid på det internasjonale marked, eller samarbeid med entreprenører utenfor Skandinavia? Et steg i riktig retning er det samarbeidet som ABV og Astrup Høyer har startet, da vi i Norge ihvertfall er meget små i internasjonal målestokk. Det å opparbeide erfaring på det internasjonale markedet koster, å tro noe annet er naivt, men denne kostnaden kan reduseres hvis en kan begynne sin virksomhet ute, enten som underentreprenør til, eller i samarbeid med entreprenører som allerede har erfaring fra vedkommende marked eller verdensdel.Risikoen blir dermed mindre, men en bør ikke glemme et overordnet mål, nemlig det å utvikle erfaring for å kunne stå på egne ben ute, og ikke ende opp med å ha avsluttet et oppdrag som nok ett i rekken av våre tekniske "triumfer", uten å ha tilegnet seg noe særlig av den spesielle kunnskap som må til.

Min konklusjon, etter å ha sett flere internasjonale entreprenører i virksomhet på nært hold, er at vi så absolutt har noe å gjøre på det internasjonale marked, men å være dyktig på den tekniske delen, er ikke nok. Vi må, enten via samarbeid med utenlandske entreprenører, eller ved å "kjøpe opp"

kunnskaper ved f. eks. ansettelse av utlendinger, skaffe oss det supplementet vi behøver for å oppnå et godt økonomisk resultat.

Til slutt et lite tankekors: Hvis noen av dere havner på et prosjekt ute, og dere er fortvilet over de lokale forhold på alle måter, husk da på det faktum at det at forholdene er nettopp slike at dere kanskje vil gå på veggen av og til, er årsaken til at dere er der. Hvis de hadde vært slik dere ønsker, ville det ikke vært noe behov for dere; de ville gjort alt selv! Lykke til!!

P R O R O C K . FREMTIDENS PROSESSANLEGG FOR OLJE OG GASS I FJELL

P R O R O C K . THE FUTURE FOR UNDERGROUND PROCESS PLANTS FOR OIL AND GAS

Administrerende direktør Trond Hübertz,
Berdal Offshore A/S

SAMMENDRAG

Inntil halve topsidevekten for offshore plattformer kan spares ved å legge store deler av prosessanlegget på land. Godt norsk grunnfjell gir nye muligheter for olje- og gassprosessering som kan gi lønnsom utbygging av nye offshore felter.
Bruk av fjell som konstruksjonsmateriale for separatorer gir lavkostløsninger. Separatortanker i fjell, "Prorock", lar seg utføre med større volumer og dimensjoner enn det som er praktisk mulig ved konvensjonelle, frittstående enheter, bygget i stål.
"Prorock" gir meget store slug catcher volum som tillater utstrakt tofasetransport av olje og gass i en rørledning fra feltet til land.
"Prorock" gir øket sikkerhet for personell og anlegg og god beskyttelse mot sabotasje.

SUMMARY

The "Prorock" concept is utilizing solid bedrock, which is easily available at low cost, as construction material.
By integration of receiving facilities, separation, stabilization and storage in underground facilities, the investment cost related to offshore development project will be dramatically reduced. The "Prorock" concept makes it possible to reduce the platform topside weight, by integrating the separation process in the bedrock. Utilization of rock as "construction" material for slug catchers, separators as well as for stabilization and storage of crude oil offers improved technological solutions.
The "Prorock" concept offers possibilities for construction of very large slug catcher volumes which in turn simplifies the transportation of oil and gas from offshore to shore by two phase flow in single pipeline.
"Prorock" also offers improved safety for personnel, investment, environment as well as optimal protection from a strategic point of view.

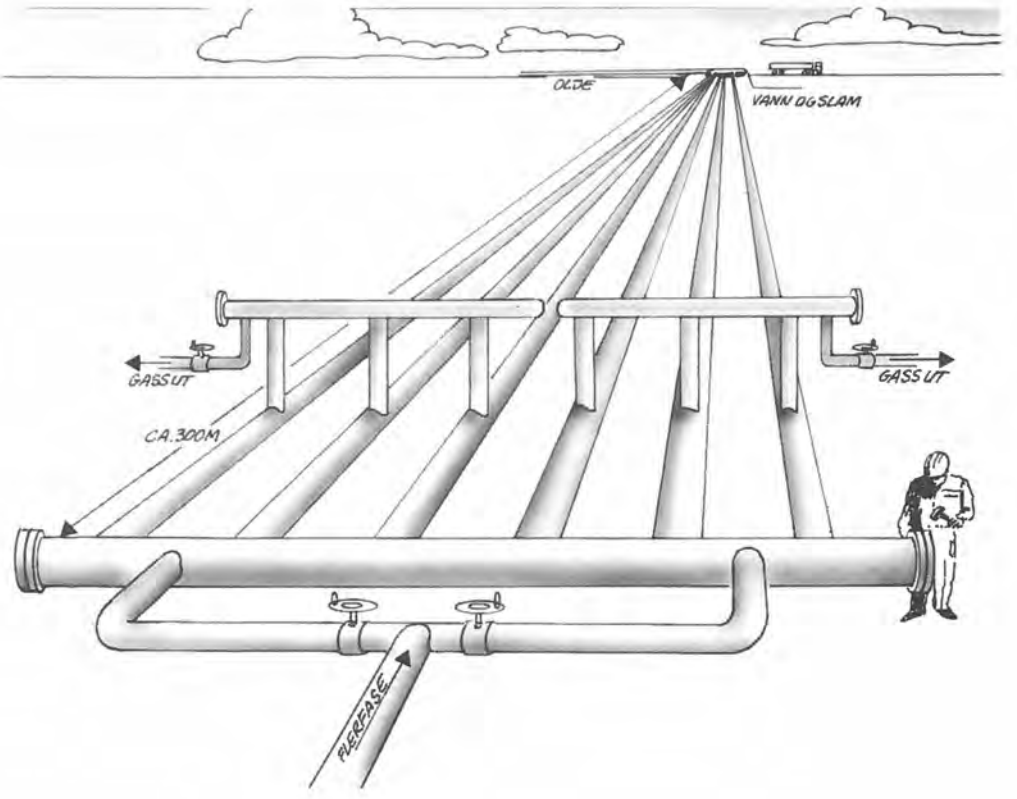
INNLEDNING

I de senere årene har det vært nedlagt stor innsats på forskning og utvikling av prosesseringsutstyr for offshore installasjoner med siktemål å kunne redusere utstyrsvekter og plassbehov. Besparelser i vekter og størrelser på utstyr vil som konsekvens gi besparelser for moduler, dekk og bærestrukturer. Den mest effektive besparelse ligger i å kunne flytte deler av prosessutstyret til land.

Konseptet Prorock fokuserer på løsninger som kan gi betydelige besparelser i dette henseende, også for feltutbygginger som baserer seg på undersjøiske brønnstasjoner og fullprosessering på land.

Konseptet baserer seg på bruk av fjellrom anlagt på landsiden som prosessbeholdere. Foruten å gi meget rimelige konstruksjoner kan fjellhallene bygges tilnærmet ubegrenset større enn konvensjonelle stålbeholdere. I stor grad baserer prinsippet seg på at fjellet vil oppta trykk-kreftene fra prosessen.

Den første delen av denne presentasjonen gir beskrivelser av fjelltunneler brukt som væskefanger (slug catcher) eller som separator. Videre er det vist en løsning hvor sistetrinnsseparering av råolje er integrert som en del av et undergrunns råoljelager.


OLJE
VANN OG SLAM
GASS UT
GASS UT
CA. 300M
PLEIEFASE

SEPARATOR/SLUG CATCHER SOM FJELLKONSTRUKSJON

Idébeskrivelse

På mottagersiden av rørledninger som fører tofase-strøm er det vanlig å innstallere såkalte væskefangere eller slug catchere. Disse er store trykktank-innretninger som tjener til å separere innkommende væske og gassfase samt å gi nødvendig buffervolum til å absorbere variasjonene i den innkommende strøm. Dette er nødvendig for å kunne gi en jevn og stabil tilstrømning til nedstrøms prosesseringsanlegg for gass og væske. Variasjonene i gass/væske sammensetningen som oppstår på mottakssiden skyldes blant annet terrengeffekter og variasjoner i driftstilstanden. På et vis kan man si at gasstrømmens evne til å medbringe væske vil være avhengig av disse forhold. Selv ved rørledninger fra rene gassfelt med små kondensatmengder er kravet til store slug catcher volum tilstede.

For større transportledninger er det vanlig å se slug catchere utformet som lange, svakt hellende, parallellkoblede rør. Volumet er ofte i størrelsesorden 1000 - 1500m^3 og operasjonstrykket rundt 100 bar. Slike slug catchere opptar landarealer på flere mål (ca. 20-30 mål). Med gjeldende krav til plass, volum, trykk og stålets begrensede styrke er det nærmest prohibitivt å oppnå dette i en ståltank.

Det er god mulighet for at separator/slug catcher anleggene kan bygges meget store som en eller flere enheter i fjell. Dette vil tillate større diskontinuiteter i volumstrømmene for gass og væske enn tidligere, hvilket kan være påkrevet ved tofase transport i rørledninger fra kondensatrike gassfelt eller oljefelt med assosiert gassproduksjon.

Ved mottak fra en rørledning som fører flerfasestrøm vil anlegget fungere som slug catcher. Ved mottak av ustabilisert olje (spiked crude) i rørledning fra feltet vil anlegget kunne innrettes som separator ved trykkavlastning av innkommende strøm.

Sikkerhetsmessig er store slug catchere over bakken en vesentlig risikofaktor. Sett totalt for et prosess-kompleks representerer de ofte den farekilden som vil kunne avstedkomme de verste konsekvenser ved brudd. En slug catcher lagt i fjell vil ikke representere den samme risiko for ødeleggelser i omgivelsene ved lekkasje, brann og eksplosjoner som konvensjonelle slug catchere over bakken. I forbindelse med slug catchere i fjell kan det drives egne utblåsningssjakter for avledning av gassen til et sikkert sted for eventuell avbrenning.

Designbeskrivelse

En separator/slug catcher kan i prinsippet anlegges på to forskjellige måter avhengig av grunnvannstrykk og spenninger i fjellet. Det som i særlig grad skiller disse to prinsippene, er metodikken for tetting. I det etterfølgende skal det kort skisseres noen karakteristiske trekk for disse to prinsippene.

Tetting med innvendig kledning

En prinsippløsning for separator/slug catcher i fjell, med operasjonstrykk uavhengig av grunnvannstrykk er illustrert i figur 1.

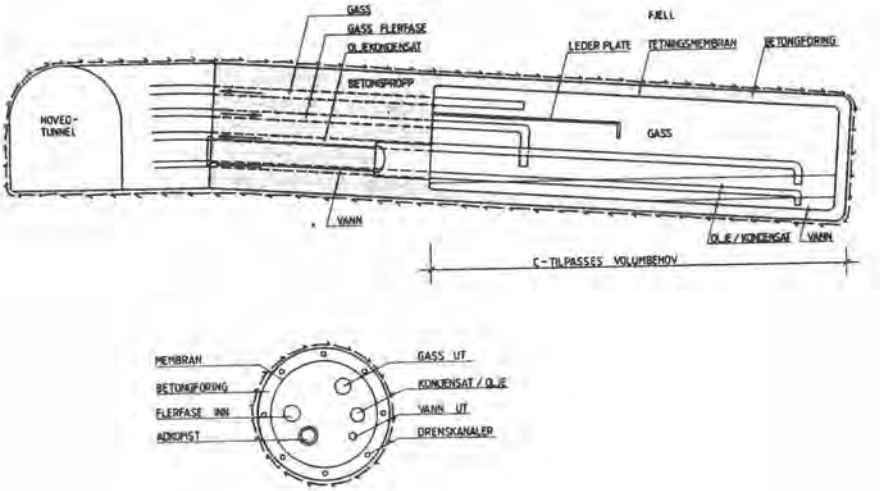


FIG. 1

Separatoren slug/catcheren lages som ett eller flere utforede fjellrom, gjerne som en forgrening av en "shore approach tunnel" for ilandføring av en rørledning. Fjellet opptar kreftene fra det innvendige trykket i sin helhet. Den indre membrantetningen utført i stål, annet metall eller egnede polymermaterialer lagt på f.eks. en fjellavjevning av betong, vil hindre gass/væske å trenge ut i sprekkene i fjellet.

Med dette prinsippet kan separatoren/slug catcheren lokaliseres slik at innvendig trykk ligger betydelig over minste hovedspenning i fjellet. Dette muliggjør et svært gruntliggende anlegg.

For å hindre innfalling av menbrantetningen ved trykk fra grunnvannet under bygging, inspeksjon og vedlikehold når anlegget er innvendig trykkløst, vil det anordnes drenering av omkringliggende fjell mellom betongforing og fjell, og mellom membran og betongforing. Anlegget er avgrenset mot adkomstdelen av fjellrommet ved hjelp av en armert betongpropp dimensjonert i henhold til slug catcherens operasjonstrykk (100 bar er vanlig). Anlegget vil ha rørledningsgjennomføringer for innkommende flerfase, utgående gass- og væskerør, stenge- og kontrollventiler, instrumentering og interne anordninger for energidreping, deflektorer og strømretting, for effektiv separering av vann, olje og gass.

Tetting med vanngardin

Om forholdene tillater det kan separatoren/slug catcheren anlegges slik at operasjonstrykket er lavere enn omliggende grunnvannstrykk

(fig. 2). Dette medfører at anlegget vil ligge betydelig dypere enn det før omtalte med innvendig kledning, men tetningsmembranen kan her sløyfes. Tetting vil bli utført ved at grunnvann (naturlig eller kunstig opprettholdt) presses inn i separatoren/slug catcheren og forhindrer derved at gass/væske lekker ut.

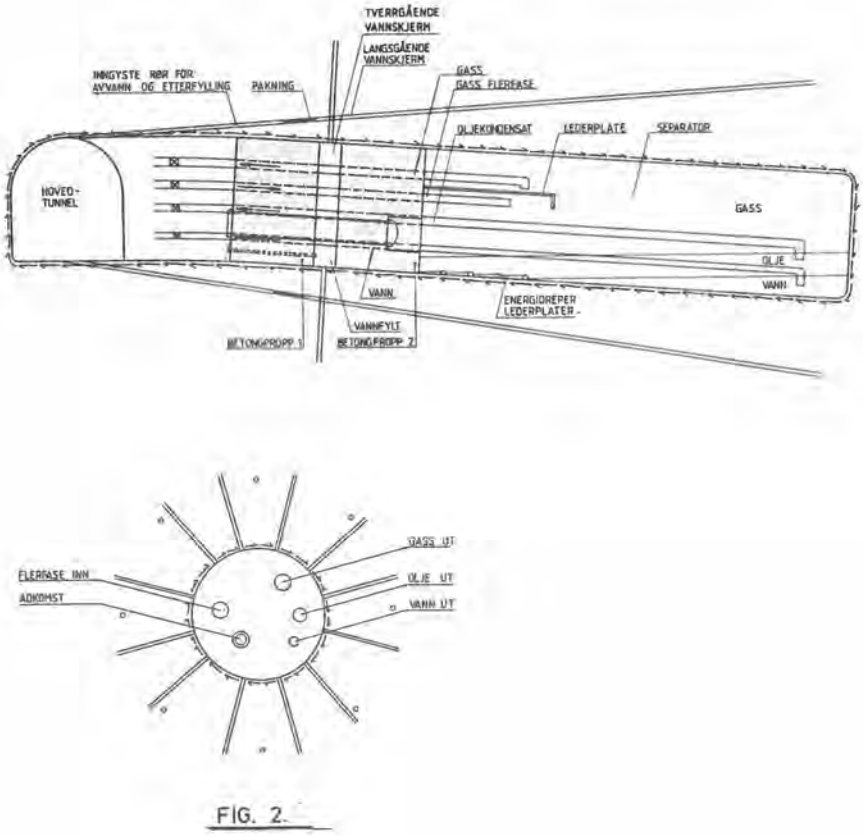


FIG. 2.

Bygningsmetodene avviker i prinsippet lite fra de som tidligere har blitt benyttet for oljelagere i fjell.

Kostnadsvurdering

PROSESSTANKER I STÅL DESIGNET FOR CA. 100 BAR KOSTER CA. 40 000 KRONER PR. M^3 VOLUM (DET VIL SI CA. 3/4 - 1 TONN STÅL PR. M^3 VOLUM).

FJELL ER GRATIS. DET KOSTER CA. 400 KR. PR. M^3 Å FJERNE DET I FORM AV EN TUNNEL SOM KAN BENYTTES SOM TRYKKTANK.

En konvensjonell slug catcher dimensjonert for 1250 m^3 gass/væske blanding ved 100 bar vil kreve ca. 2000 tonn rør og konstruksjonsstål, og koste ca. 100 mill NOK. Et tilsvarende anlegg i fjell, krever ca. 50 tonn armert betong og koster totalt ca. 10 mill NOK, eksklusive adkomsttunnel. Dette er ca. 10% av byggekostnaden for en konvensjonell slug catcher eksklusive landervervelse.

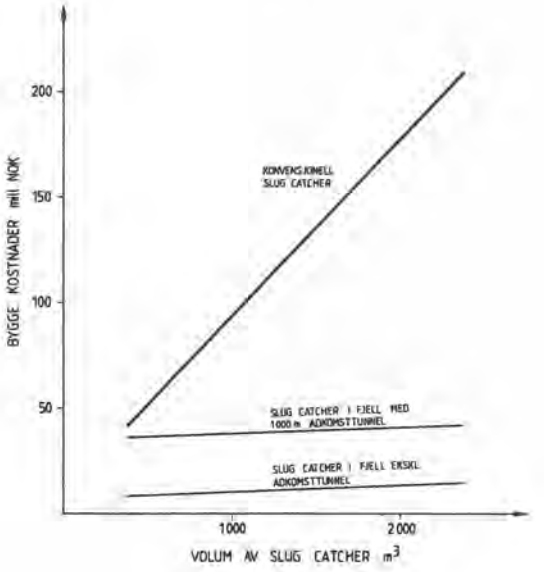


FIG. 3

Kostnadene for volumøkninger ut fra dette er nær opp til proposjonalt for konvensjonelle slug catchere, mens de for slug catchere i fjell er meget små idet mesteparten av kostnadene vil ligge i betongpluggen og en eventuell adkomsttunnel. Kostnadsdiagrammet i fig. 3 illusterer disse forhold.

For overgrunns slug catchere må man i tillegg til den plass anlegget opptar også regne en sikkerhetssone på minst 100 meter i alle retninger samt en ytterligere og vesentlig større sone med pålagte begrensninger for bruk.

ET SPESIELT FORHOLD KNYTTET TIL ILANDFØRING VED TOFASETRANSPORT I NORGE

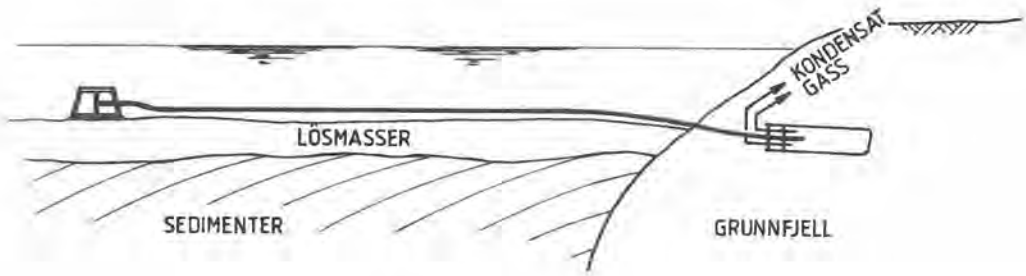


FIG. 4

Ved å legge en slug catcher i fjell langt nede under havnivået og kombinert med direkte innføring av rørledningen fra sjøsiden via tunnel, kan fordeler oppnås med hensyn til drift og regularitet av en tofase-ledning som, i forhold til gassmengden, fører store mengder kondensat og/eller olje.

Utenfor norskekysten møter sedimentplatåene grunnfjellet som utgjør stigningen opp mot land. Dette er meget typisk utenfor Vest-Norge, men gjelder også lenger nord. Denne "motbakken" fører til økt væskeansamling (liquid hold-up) i ledningene.

Ved lav transportkapasitet med lave hastigheter kan væskeansamlingen i rørledningen være stor. Hvis kapasiteten økes vil også væskemedrivningen øke og det vil komme mer væske ut av røret enn det på samme tid går inn. Dette kan vare over lengre tid og er meget signifikant ved oppstarting etter stillstand.

Det kan også tenkes situasjoner der det kan inntreffe totale væskeblokkeringer i lavbrekk. De kan nå slug catcheren som en meget lang sammenhengende væskeplugg etterat de blir drevet ut. Det er disse forhold, som i stor grad forsterkes ved lange "motbakker", som er dimensjonerende for slug catcheres volum.

Ved å legge slug catcheren i fjellet på nivå med sedimentplatået vil den lange motbakken ikke ha innvirkning på tofasedelen av rørlednigen. Variasjonene i væskeakkumuleringen vil være mindre, massestrømmen mer stabil og slug catcheren kan gjøres mindre. Dessuten vil drivtrykkbehovet for rørledningen bli betydelig redusert. Dette er ikke minst interessant for tilfeller hvor subseabrønner kan knyttes direkte til ilandføringsledninger. I slike tilfeller kan, om nødvendig, også kondensatet pumpes fra slug catcheren opp til overflaten for å holde produksjonsraten oppe ved lave reservoir-trykk.

En slik løsning er fullt mulig da anlegget i fjellet kan bygges med gjennomprøvet, konvensjonell teknikk for tunnel drift i grunnfjells-bergarter.

KOMBINERT SLUTTPROSESSERING OG LAGRINGSANLEGG FOR OLJE I FJELL

Idébeskrivelse

Det er vesentlig våtgasskomponenter som utskilles ved siste separasjonstrinn i et offshore prosesseringsanlegg for et oljefelt. Ved å utelate dette separasjonstrinnet offshore kan plass og vekt på plattformen reduseres. Oljen iløst våtgassen (spiked crude) kan transporteres i en fase til land via rørledning. På landsiden må våtgassen separeres fra oljen før oljen skipes fra landterminalen. Som omtalt mer utførlig annet sted, har dette konseptet også betydelige fordeler for tørrgasstransporten fra feltet. For en terminal som mottar gassanriket råolje fra rørledning må det installeres buffertanker (sfæretanker) mellom rørledningen og prosessanlegget. Våtgassen fraskilles i store separasjonsanlegg (fig.5).

Den fraskilte gassen fraksjoneres, nedkjøles og skipes ut som forskjellige LPG produkter. Alternativt kan gassen brukes direkte til kraftproduksjon. Den stabiliserte råoljen føres til lager for utskiping. I Skandinavia, og absolutt i Norge, legges slike råoljelagere i fjellhaller utsprengt under grunnvannstanden.

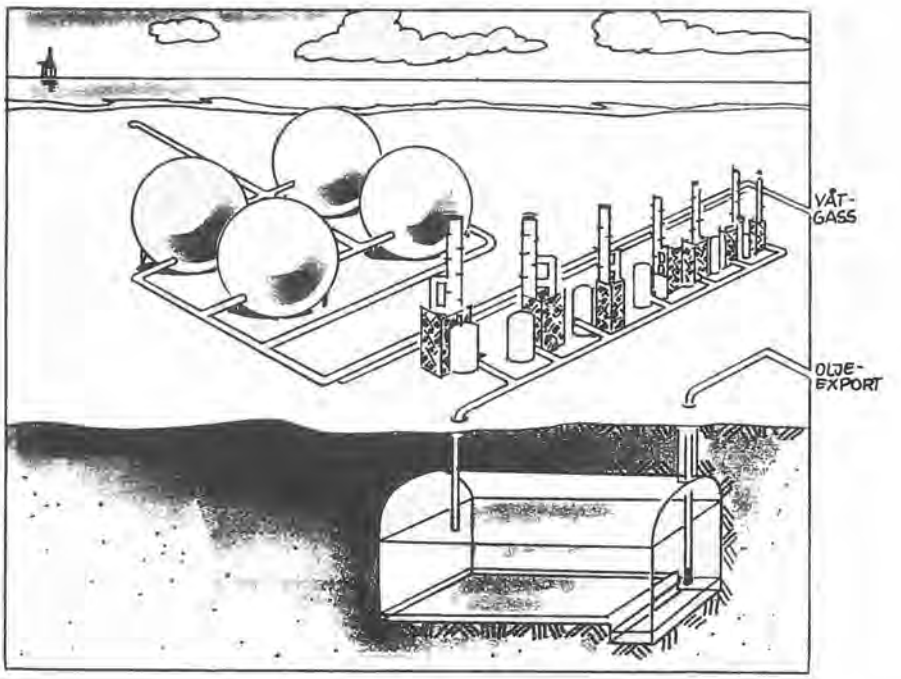
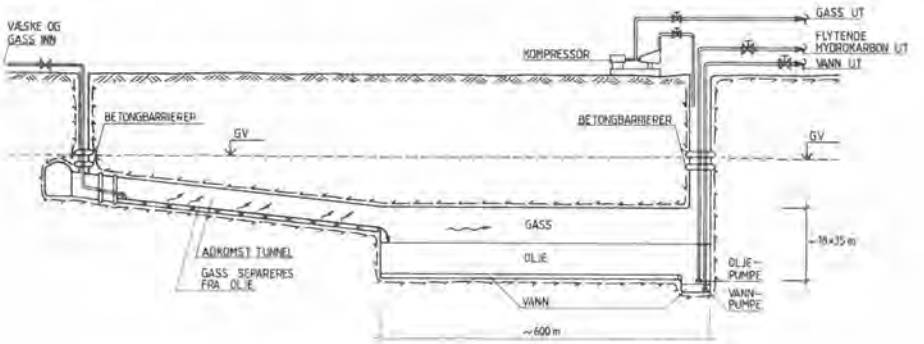


FIG. 5

Transport-konseptet som her er beskrevet er blant annet karakteristisk for Ekofisk hvor våtgassen følger oljen til Teeside før den fraskilles.

Idéen med kombinert sluttseparering og lagring knytter seg til undergrunnslagere for den stabiliserte råoljen. Både buffertankene og separasjonsanlegget kan utelates ved at oljen fra rørledningen trykkavlastes direkte inn i oljelagerets adkomsttunnel som tidligere i anleggsperioden er brukt som transporttunnel for utsprengte masser (se fig. 6).



KOMBINERT SLUTTPROSESSERING – OG LAGRINGSANLEGG FOR OLJE.

FIG. 6

For å oppnå effektiv separering er det tilstrekkelig at oljen renner ned gjennom adkomsttunnelen som et tynt frispeilssjikt med stor overflate og lav penetreringsdybde for gassbobler. Den stabiliserte oljen renner fra adkomsttunnelen ned i lagerdelen av fjellhallen, mens den separerte gassen vil fylle rommet over væskespeilet.

Atmosfæretrykket i hallen holdes på stabiliseringstrykket for oljen ved hjelp av en trykkstyrt kompressor som også besørger avtrekk av frigjort gass. Atmosfæren over oljen vil i sin helhet bestå av hydrokarbongass som er frigjort ved separasjonen og er derfor ikke eksplosjonsfarlig.

Både gass og væskevolumer i det kombinerte anlegget kan lages så store at buffertankene mellom rørledningen og anlegget ikke er nødvendige. Ustabiliteter i tilførselen vil ikke merkes.

Denne metoden vil også medføre betydelige besparelser sammenlignet med de konvensjonelle undergrunnslagere for råolje hvor formålet kun er å lagre stabilisert olje. Det er her vanlig å gjøre totalvolumet 25% større enn netto lagringsvolum for olje for å holde en lukket, ikkebrennbar atmosfære i lageret. Ved varierende fyllingsgrad vil trykket i gassatmosfæren variere innenfor grenser som vanligvis er satt til 0.5 bar ved tomt lager og 2.5 bar ved høyeste væskenivå. Et kombinert sluttprosesserings- og lageranlegg har lavere operasjonstrykk enn konvensjonelle fjellagere. Nødvendig overlagring blir derfor mindre og fjellhallen kan legges grunnere i fjellet. Ekstra volumet på 25% er heller ikke nødvendig ved den kombinerte løsning.

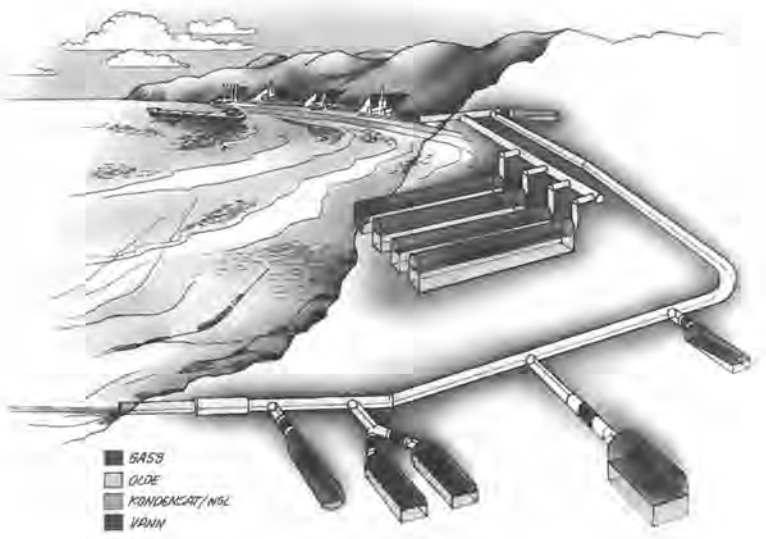
Kostnadsmessige aspekter

Besparelser i investeringskostnader ved å gå fra den konvensjonelle løsning til den kombinerte ligger først og fremst i utelatelsen av buffertankene, separatortanker, dråpeutskillere,varmevekslere og hjelpeutstyr for dette. Disse investeringer er av størrelsesorden noen hundre millioner NOK. Videre kan det på lagersiden ligge en besparelse på opp mot 100 mill. NOK for et lager med total lagerkapasitet på 1 mill m^3 olje. Denne besparelsen ligger i spart ekstra volum for gassatmosfæren. Behovet for areal over grunnen vil være vesentlig redusert ved den kombinerte løsningen.

FREMTIDENS TERMINALANLEGG. FLATT LENDE ELLER EN BRATT BERGHAMMER

Idag er det vanlig å legge terminal- og prosessanlegg i flatt terreng. Krav til sikkerhetsavstander mellom de enkelte prosessavsnitt og lagerområder gjør at arealbehovet blir stort. Dette fordi eksplosjoner og branner ellers kan få dramatiske konsekvenser ved spredning. Dersom både lager og prosessenheter legges i fjell, kan god beskyttelse mot spredning av brann og eksplosjoner oppnås ved fjellet selv og ved seksjonering av fjellrom ved eksplosjonssikre barrierer i betong. Kaskadevirkninger ved spredning av brann, slik det ofte foregår ved overgrunnsanlegg, kan således forhindres. Mulige lekkasjer kan avledes gjennom sjakter og tunneller som ledes til områder hvor hydrokarboner kan brennes eller ventileres fritt på en trygg måte.

Nedenfor er vist en idéskisse som vel kan assosieres med en fremtidig Haltenbanken-terminal. Lager og prosessanlegget er ordnet i tilknytning til en ilandføringstunnel for olje og gass. Anlegget har en Prorock slug catcher for mottak fra en tofase gasskondensatledning og tre trinns separering i Prorock separatorer fra en annen rørledning med ustabilisert olje. Videre har anlegget lager for olje og kondensat. Deler av hjelpeutstyr og øvrig prosessanlegg er vist plassert i dagen i nisjer utsprengt i berghammeren. Disse kan produseres som stormoduler ved verft og løftes rett på plass med en kranlekter. Plasseringen i nisjer gir også god beskyttelse for spredning av skadeeffekter mellom modulene i tilfelle brann og eksplosjoner.



PERMAFROST PÅ DEN NORDLIGE HALVKULE

PERMAFROST IN THE NORTHERN HEMISPHERE

Avdelingsdirektør Kaare Flaate
Vegdirektoratet, Veglaboratoriet

SAMMENDRAG

Det finnes permafrost under 20 % av jordens landområder. På den nordlige halvkule er det Grønland, Alaska, Canada og Sovjetunionen som har de største områdene. Den maksimale tykkelse av permafrost, 1500 m, er funnet i det nordlige Sibir. Permafrostområdene karakteriseres ved lave temperaturer og liten nedbør. Årsmiddeltemperaturen er under 0^0C og vesentlig lavere der permafrosten er sammenhengende. Aktiviteten i permafrostområdende har sammenheng med naturressursene der. De største bosettinger finnes i Sovjetunionen som har en lang utviklingshistorie i disse strøk.

SUMMARY

Permafrost underlies about 20 percent of the Earth's land surface. Greenland, Alaska, Canada and USSR contain the major part in the Northern Hempisphere. The maximum thickness of permafrost, 1500 m, is found in northern Siberia. Permafrost regions are characterized by low temperatures and moderate precipitation. The annual mean temperature is below 0^0C and conciderably lower in areas with continuous permafrost. The activity in these areas is connected with the natural resourses. The main population is found in the USSR which has a long history of development i arctic regions.

PERMAFROST FINNES OVER STORE OMRÅDER

Permafrost defineres som undergrunn som kontinuerlig har en temperatur under 0^0C for en periode på 2 år eller mer. Permafrost har således direkte sammenheng med de klimatiske forhold og kan være meget følsom for klimatiske endringer.

En finner permafrost under ca. 20 % av verdens landområder med den største utbredelse i Grønland, Alaska, Canada, Sovjetunionen og Antarktisk. Permafrost finnes også enkelte steder under sjøen langs arktiske kyster og på høye fjelltopper på sørligere breddegrader.

Figur 1 viser utbredelser av permafrost på den nordlige halvkule. En vil av dette se at den dekker halvparten av USSR og strekker seg langt mot syd til det nordøstlige Kina og Mongolia. Mer en 80 % av Alaska og halvparten av Canada er også dekket. I Skandinavia er omfanget av permafrost lite, men må likevel tas med i betraktningen.

STORE VARIASJONER I TYKKELSEN

De kjente tykkelser av permafrost varierer fra 1500 m i Sibir til mindre enn 1 m i utkantene av området. Omfang og fordeling av permafrost avhenger av klima, geologi, hydrologi, topografi og botaniske faktorer.

Stort sett er tykkelsene størst lengst mot nord, men det kan også være store lokale variasjoner. Under elver kan permafrosten enten være sterkt redusert i tykkelse eller helt borte. På samme måte vil det være helt andre forhold under breene enn det en har i terrenget omkring. Tabell I gir noen eksempler på tykkelse av permafrost.

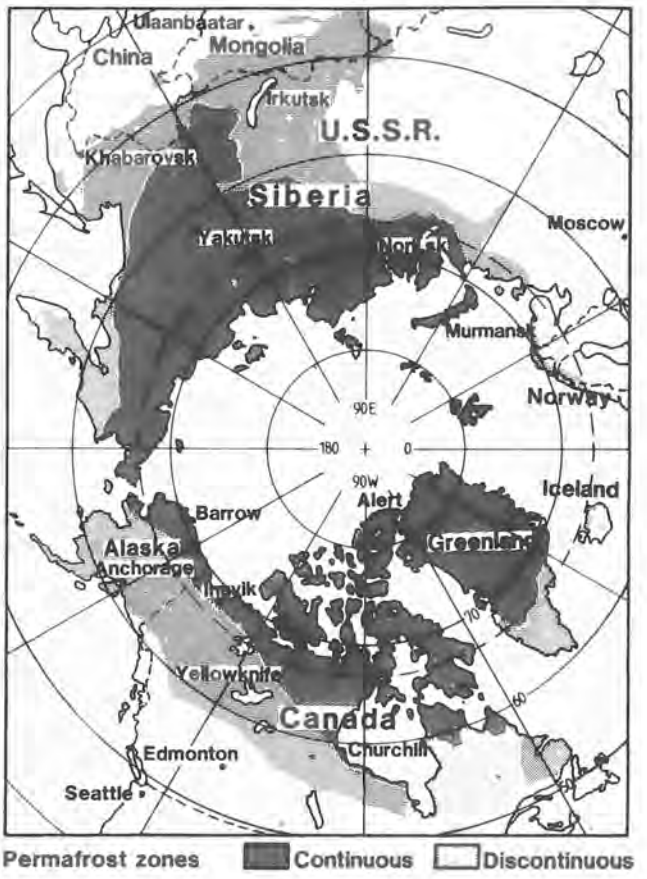


Fig. 1 Utbredelsen av permafrost på den nordlige halvkule (etter Troy L. Péwé, Polar Regions Atlas, P15, CIA, 1978).

Et tverrsnitt gjennom permafrost fra nord mot sør vil gi et billede som vist i figur 2. De nordligste tykke lagene er sammenhengende (kontinuerlig) som en frossen masse. Lenger mot syd vil en få diskontiuerlig permafrost, dvs. store frosne blokker med ikke frossen masse i mellom. Det blir således en gradvis overgang med mindre og mindre tykkelser mot de permafrostfrie områdene.

Det aktive laget, dvs. det laget som tiner om sommeren, er tynnest i nord. Det kan være ganske tykt i en mellomliggende sone, men med store lokale variasjoner. Når en kommer utenfor permafrostområdene vil den aktive sone være det som vi betegner frostdybden om vinteren. Overgangssonene skaper ofte store vansker for byggevirksomheten.

STED	ÅRSMIDDEL TEMPERATUR	TYKKELSE AV PERMAFROST
ALASKA		
Prudhoe Bay (70^{0}N, 148^{0}W)	- 7 til 0^{0}C	609 m
Umiat (69^{0}N, 152^{0}W)	-12 til -7^{0}C	322 m
Ft. Yukon (66^{0}N, 145^{0}W)	- 7 til 0^{0}C	119 m
CANADA		
Resolute N.W.T. (75^{0}N, 95^{0}W)	-16,2^{0}C	396 m
Yellowknife, N.W.T. (62^{0}N, 114^{0}W)	- 5,4^{0}C	61-91 m
Churchill, Man. (58^{0}N, 94^{0}W)	- 7,1^{0}C	30-61 m
USSR		
Udokan (57^{0}N, 120^{0}E)	-12^{0}C	900 m
Ust-Port (69^{0}N, 67^{0}E)	-11^{0}C	425 m
Vorkuta (67^{0}N, 64^{0}E)	-	130 m

Tabell 1 Tykkelser av permafrost på den nordlige halvkule.

LAVE TEMPERATURER OG LITEN NEDBØR

Permafrostområdene karakteriseres av lave temperaturer og liten nedbør. En del årsmiddeltemperaturer er vist i tabell 1. I figur 3 er det vist litt flere detaljer for temperatur og nedbør for fire steder i arktisk. En vil legge merke til de store temperaturvariasjonene mellom en lang vinter og en kort sommer i Yakutsk.

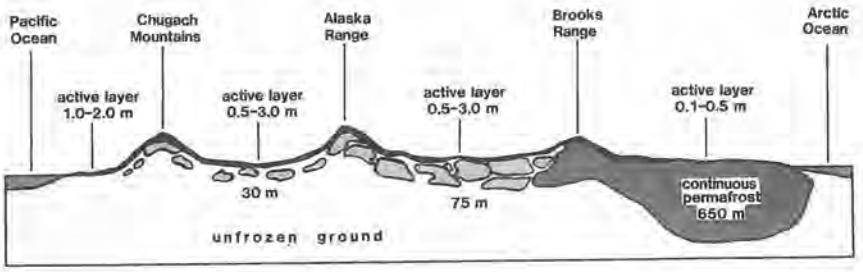


Fig. 2 Idealisert profil av permafrosten i Alaska (etter Troy L. Péwé, Polar Regions Atlas, P15, CIA, 1978).

STOR AKTIVITET I ARKTISKE OMRÅDER

På grunn av de store naturressurser i de arktiske strøk har det i det siste vært en øket utbygging av disse. Teknologiske framskritt både med hensyn til transport, bedre boligforhold og muligheter for utvinning av ressursene har påskyndet denne utviklingen.

Den virkelig store utbygging i permafrostområder har funnet sted i Sovjet over en lengre periode. I de senere år har utviklingen i Alaska og nordlige deler av Canada skutt fart. Det finnes således allerede en betydelig erfaring fra utbyggingen av slike områder.

Globalt sett er de langt fleste beboere i arktiske strøk innbyggere av USSR. Dette illusteres av tallene i figur 4 (ikke helt ajourførte, fra 1975). Det nordlige Skandinavia teller likevel også med. Når det gjelder områder med permafrost finner vi også store befolkningskonsentrasjoner i den nordlige del av Kina.

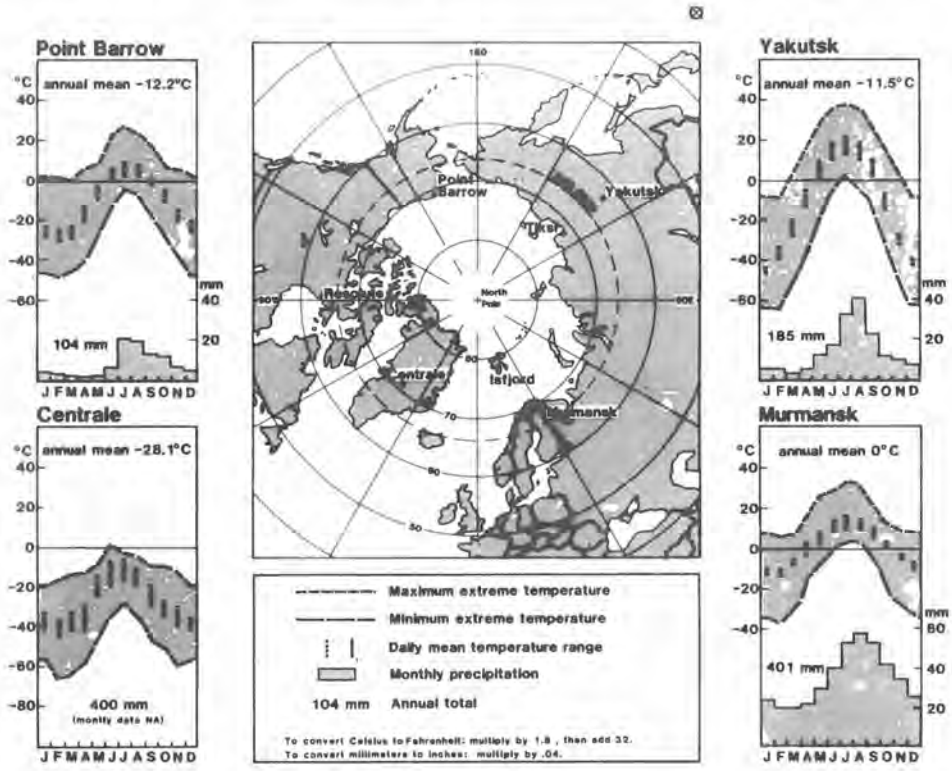


Fig. 3 Klimadata for fire steder i Arktisk (etter Polar Regions Atlas, p8, CIA, 1978).

De store områder som har permafrost skaper vanskelige og uvanlige problemer for byggevirksomheten. Dette gjelder såvel under planlegging og prosjektering som for bygging og vedlikehold av byggverkene. Manglende forståelse av permafrost har ofte ført til ekstraordinært høye anleggs- og vedlikeholdskostnader.

På grunn av de spesielle geologiske og miljømessige forhold i permafrostområder må en anvende spesiell teknikk, utførelsesmåte og materialer. Dette er nødvendig både for å oppnå et best mulig produkt økonomisk og kvalitetsmessig, som av hensyn til minst mulige inngrep i det naturlige miljø.

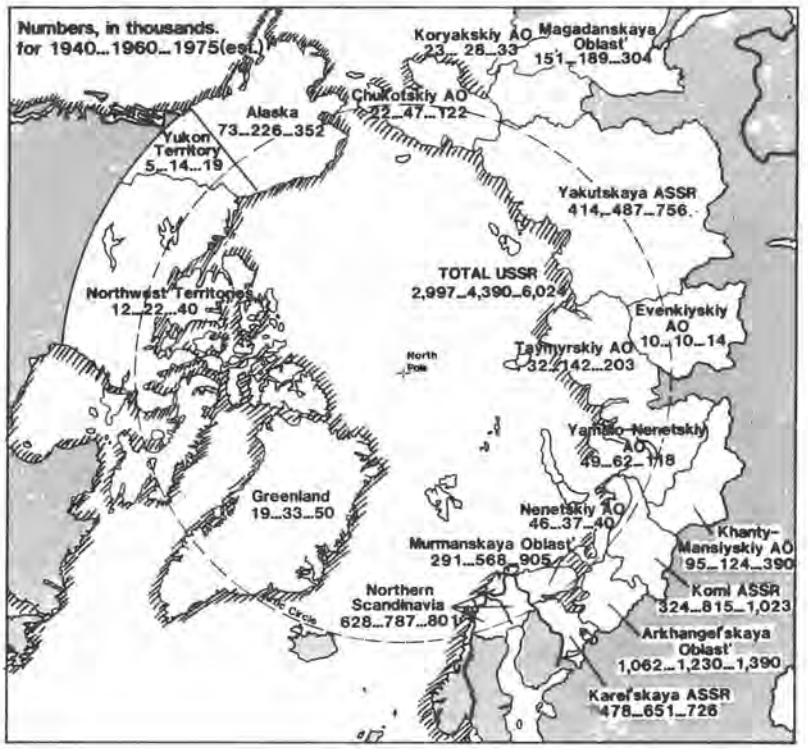


Fig. 4 Befolkningsvekst 1940-1975 i arktiske områder (etter Polar Regions Atlas, p16, CIA, 1978).

PERMAFROST PÅ SVALBARD OG PÅ FASTLANDET
KLIMATISKE FORUTSETNINGER, UTBREDELSE OG TYKKELSE

PERMAFROST IN SVALBARD AND IN CONTINENTAL NORWAY
CLIMATIC CONDITIONS, DISTRIBUTION AND THICKNESS

Professor Olav Liestøl
Norsk Polarinstitutt

SAMMENDRAG

De viktigste klimatologiske faktorer som bestemmer permafrostens utbredelse, er lufttemperaturen og strålingsbalansen. Overflatens beskaffenhet og snødekket betyr også meget i forbindelse med den sporadiske permafrost. Hele Svalbard har permafrost med tykkelser opptil 500 m. Undersøkelser tyder på at evig tele har stor utbredelse i høyfjellet i Norge med tykkelser opptil 200 m.

SUMMARY

The main climatic factors for the distribution of permafrost are the air temperature and the radiation balance. Surface conditions and snow distribution are also important factors for the sporadic permafrost. All islands in Svalbard have permafrost with thicknesses up to 500 m. Investigations in Norway indicates that large areas in the high mountains are permanently frozen up to 200 m in thickness.

Betingelsene for at permafrost skal oppstå og bestå, er en komplisert sak. Det er først og fremst et klimatisk problem og ofte brukes årets middeltemperatur som indikator på hvor evig tele finnes. Lufttemperaturen blir brukt fordi den er enklest å få tak i og måles på alle værstasjoner. Men egentlig er det temperaturen i bakkeoverflaten som er den bestemmende faktor, og den er også avhengig av andre klimaparametre. Nedenfor er satt opp et uttrykk for varmebalansen i jordoverflaten,

$$Q = \alpha R_K \pm R_L \pm F \pm P \pm q$$

Her er Q varmebalansen, R_K kortbølget stråling, R_L langbølget stråling, F følbar varme, L latent varme, P energi tilført med nedbør og q energi tilført fra undergrunnen. α er et uttrykk for overflatens refleksjonsevne. Det skal ikke her gås nærmere inn på alle disse faktorer, men se på de viktigste, nemlig strålingsbalansen R_K og R_L og F som representerer lufttemperaturen. Når det gjelder den kortbølgete stråling som er strålingen fra solen, forsvinner den om natten i polarstrøkene store deler av vinterhalvåret. R_L som er den langbølgete utstråling fra jorden, vil alltid være i virksomhet. I motsetning til den kortbølgete stråling er den langbølgete så å si uavhengig av overflatens farge. Nyfallen snø virker som et absolutt sort legeme overfor denne stråling, mens opptil 90% av den kortbølgete blir reflektert. I klarværsituasjoner får man derfor et meget stort varmetap fra snøflater. Men heldigvis, kan man vel si, er snøen en usedvanlig god isolator slik at kulden ikke så lett forplanter seg nedover. Det er den kortbølgete stråling som er den primære energikilde og som kan varme opp bakken mange grader over lufttemperaturen. Man finner da nesten alltid at bakkens middeltemperatur ligger noen grader over lufttemperaturen, men noen bestemt verdi for differansen er vanskelig å angi. Det varierer bl.a. med om overflaten heller mot nord eller sør. Den langbølgete stråling gir som nevnt et stort tap av energi. Spesielt gjelder dette de kontinentale områder med

høytrykk og mye klarvær om vinteren. I fastlands-Norge og på Svalbard er også strålingsbalansen viktig, men ikke i samme grad som f.eks. i Sibir. Vestavind med fuktig luft med skyer demper både innstråling og utstråling, slik at andre faktorer betyr mer her.

Ved siden av strålingen er som nevnt lufttemperaturen viktig for varmebalansen. For at luften skal avgi eller motta fra bakken energi av betydning, må det vind til. I stille vær blir det lite turbulens som får ny luft i kontakt med bakken. Vindforholdene betyr derfor mye ved at de effektiviserer energiutskiftingen, og ikke minst ved at de fordeler snøen i landskapet.

Det er ikke bare de meteorologiske forhold som har betydning for hvor permafrost opptrer. Forholdene på overflaten som snømengde, vegetasjon og fuktighet virker inn. Snøen er som nevnt en usedvanlig god isolator, og den dekker landskapet den tid varmetapet er størst. Høyt til fjells er overflaten opptint selv senvinters der snøen fyker sammen i noen meters tykkelse. Stort sett fyker snøen vekk fra fjelltopper og i det hele fra konvekse partier og ned i forsenkninger og daler. Ved siden av at temperaturen synker i takt med høyden, blir slike barblåste topper derfor spesielt utsatt for avkjøling.

I våre områder er vegetasjonen sparsom der permafrost er aktuell og betyr derfor lite. Det er imidlertid et fenomen som helt lokalt kan utvikle permafrost selv i områder som ligger langt utenfor der en kunne vente det. Dette er den såkalte "Balch"'s effekt som opptrer i urer og grove grusavsetninger med sparsomt snødekke. Kald, tung luft synker om vinteren ned mellom steinene og kjøler ned disse. Luften blir derved litt oppvarmet og blir fortrengt av ny kald luft fra overflaten. Den lette, varme sommerluften har ingen evne til å fortrenge den kalde luften nede i uren, og varmeledningen fra overflaten gjennom steinene er for liten til å eliminere det "kuldemagasin" som er dannet. Regn og

smeltevann siger om våren ned mellom steinene og fryser. Det danner seg etter hvert is som bygger seg opp mot overflaten. Dybden ned til isen vil variere i løpet av året og med de klimatiske forhold. En slik permafrost-anomali har vi bl.a. i en grusavsetning i Gudbrandsdalen sør for Otta, og her er middeltemperaturen for året ca. $+2^0$C. Fenomenet er ganske alminnelig i høyfjellet i store steinflyer og grove glasifluviale avsetninger. Evig tele med is er også kjent fra gamle steintipper f.eks. ved Røros, disse er på samme måte effektive "kuldefeller".

I litteraturen brukes betegnelsen kontinuerlig, diskontinuerlig og sporadisk permafrost, alt etter graden av utbredelse.

Fig. 1. Foto av en pingo i Adventdalen på Spitsbergen, 22. juni 1976. Her trenger vann opp til overflaten gjennom 200 m permafrost.

På Svalbard har man kontinuerlig permafrost. Temperaturen er godt under 0^0C på alle de meteorologiske stasjonene på øygruppen. Longyearbyen har $-4,8^0$C og Bjørnøya $-1,5^0$C for perioden 1931-60. Denne normalperioden var imidlertid usedvanlig mild, og temperaturen har vært atskillig lavere både før og etter denne perioden. Sammenliknet med permafrostområdene i Sibir og Canada er disse temperaturer ikke særlig lave, men på grunn av ganske vedvarende tåke og skydekke om sommeren blir som før nevnt oppvarmingen av bakken ved innstråling begrenset. På tross av at inversjoner er alminnelige i dalene i innlandet, synker gjennomsnittstemperaturen med høyden, og permafrosten blir tykkere her. Mot kysten avtar tykkelsen, og det kan vel hende at enkelte små øyer og spisse odder kan være fri for frost. Teoretisk skal permafrosten strekke seg litt ut fra land under sjøen, men noen gode målinger av dette har ikke vært foretatt. Ellers varierer dybden fra ca. 500 m i fjellet

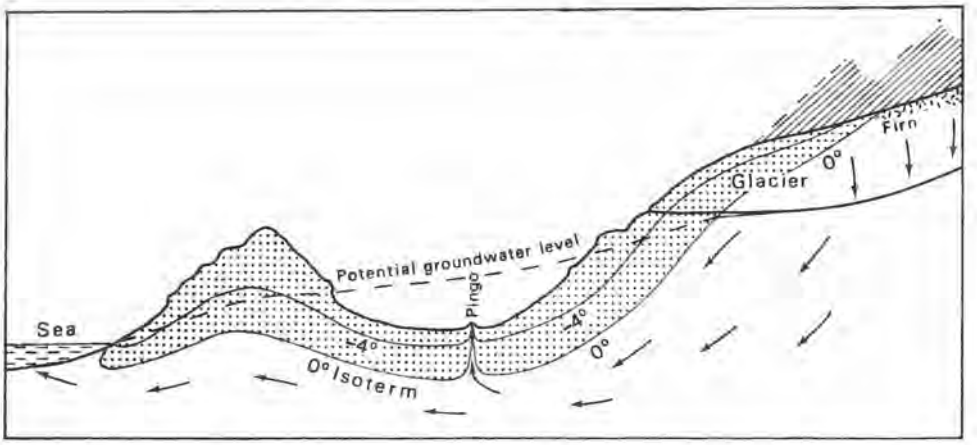


Fig. 2. Vertikal profil fra Svalbard som fremstiller et permafrostlag og grunnvannets bevegelse fra breens akkumulasjonsområde ut mot kysten.

til ca. 200 m i dalene. På Bjørnøya og de andre øyene i Svalbard vet vi svært lite om dybden av evig frost.

Helt kontinuerlig er ikke permafrosten på Spitsbergen. Under sjøer og større breer er det åpninger i telen der bl.a. vann kan trenge ned. På den øvre del av breen er det tykke lag med snø som i smeltesesongen blir gjennomfuktet. Om vinteren klarer bare de øverste meterne å fryse, og dermed skapes et område som holder smeltetemperaturer og som fortsetter til bunns. I de nedre områder der det er ugjennomtrengelig is, virker ikke denne mekanismen, og temperaturene blir negative tvers i gjennom.

W. Werenskiold regnet teoretisk ut at dersom en bre eller et vann var mer enn 400 m bredt, ville ikke telen kunne strekke seg kontinuerlig under dem. Det er forbausende å se at ganske små, relativt grunne tjern ikke bunnfryser om vinteren, men har ufrosne sedimenter langt nedover. Forklaringen er de store energimengder som akkumuleres om sommeren og den latente energi som ligger i det ufrosne vann.

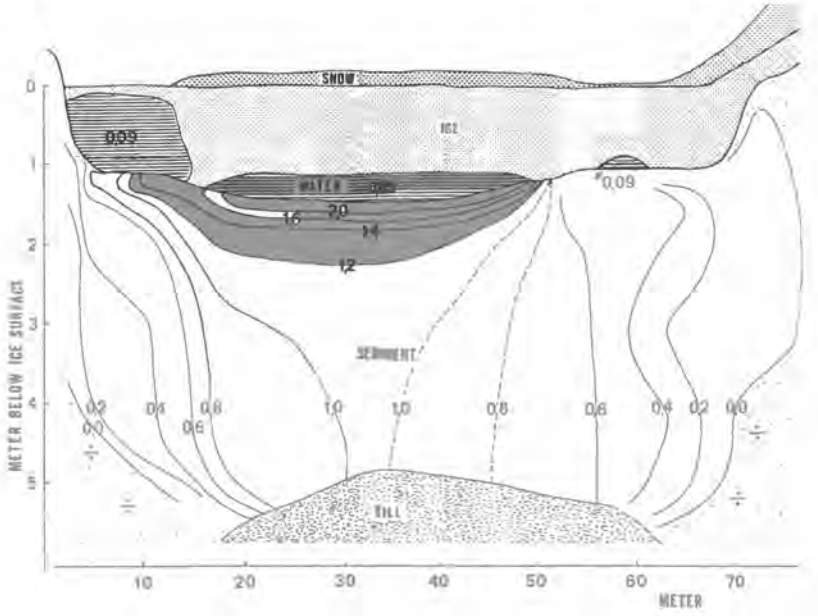


Fig. 3. Vanntemperaturer og isotermer i sedimenter under en utvidelse av elva Fossåa på Bjørnøya, 21.5.1965. (A. Fleeetwood et. al. 1974.)

Vi vet forbausende lite om permafrostens utbredelse i Norge. Det lille vi vet er gjerne kommet i forbindelse med anleggs-arbeider i høyfjellet. Området rundt Juvasshytta i Jotunheimen som ligger 1850 m.o.h. har lenge vært kjent for sine frostjordsformer, og en hovedfagsstudent som har tatt for seg permafrosten her, har nylig gjort ferdig sin hovedoppgave. Her ble det i 1983, med bidrag fra NTNF's Utvalg for permafrost, boret et hull til 10 m dybde som ble forsynt med temperaturfølere. I forbindelse med hovedfagsarbeidet ble det også boret en rekke andre hull omkring i terrenget slik at man har et relatilvt godt kjennskap til temperaturforholdene i de øvre lag.
I det dypeste hullet svinger temperaturen i løpet av året et par tiendedels grader omkring -2.1^{0}C.

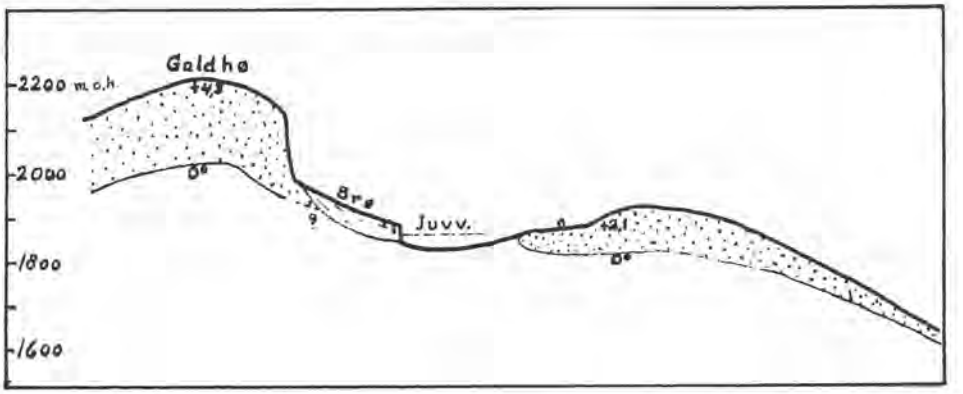


Fig. 4. Vertikalprofil fra permafrostområdet rundt Juvvasshytta.

Dette burde svare til middeltemperaturen i overflaten som igjen er 2.3^0 over den beregnede lufttemperatur. Bruker man en vanlig geotermisk gradient på 1^0 pr. 45 m, får man en dybde av permafrosten på omkring 100. Beregninger viser at under fjellryggen, 2 200 m.o.h., vest for Juvvatnet er bakkemiddeltemperaturen -4.3^0C som gir den dybde på ca. 200 m. Målinger tyder også på at det finnes evig tele ned til en høyde av ca. 1 500 m.o.h. i alle fall i nordvendte skråninger.

Denne undersøkelsen viser at man må vente å finne diskontinuerlig permafrost i store områder i høyfjellet på Østlandet. Vestafjells er det vanskeligere å bedømme forholdene på grunn av de store snømengder. I Troms og Finnmark bør det imidlertid være større områder med evig tele. Her finnes også i lavlandet tegn som tyder på sporadisk permafrost i form av palser og strukturmark.

PERMAFROST OG VANDKRAFTUTBYGGING I GRØNLAND

PERMAFROST AND HYDROPOWER DEVELOPMENT IN GREENLAND

Civilingeniør Hans Christian Langager,
Grønlands tekniske Organisation

SAMMENDRAG

Siden midten af 70'erne er vandkraftmulighederne i Grønland blevet undersøgt dels med henblik på større, isolerede enkeltforbrugere og dels som erstatning af den eksisterende oliebaserede produktion i lokalsamfund. Konklusionen på et energiplanarbejde i 80'erne er at 50% af forsyningen i år 2000 bør baseres på vandkraft - i dag er der ingen vandkraftproduktion i Grønland.

Permafrost kan træffes overalt i Grønland og da vandressourcerne omfatter både nedbør og afsmeltning fra indlandsisen optræder flere temperaturmæssigt forskellige kombinationer. Disse forhold har konsekvenser for undersøgelses-, design- og driftfasen.

I det mest aktuelle potentiale udnyttes koldt smeltevand i et område med kontinuert permafrost. Her er udført intensive temperaturundersøgelser siden 1983 - anlægget er planlagt med produktionsstart 1991.

SUMMARY

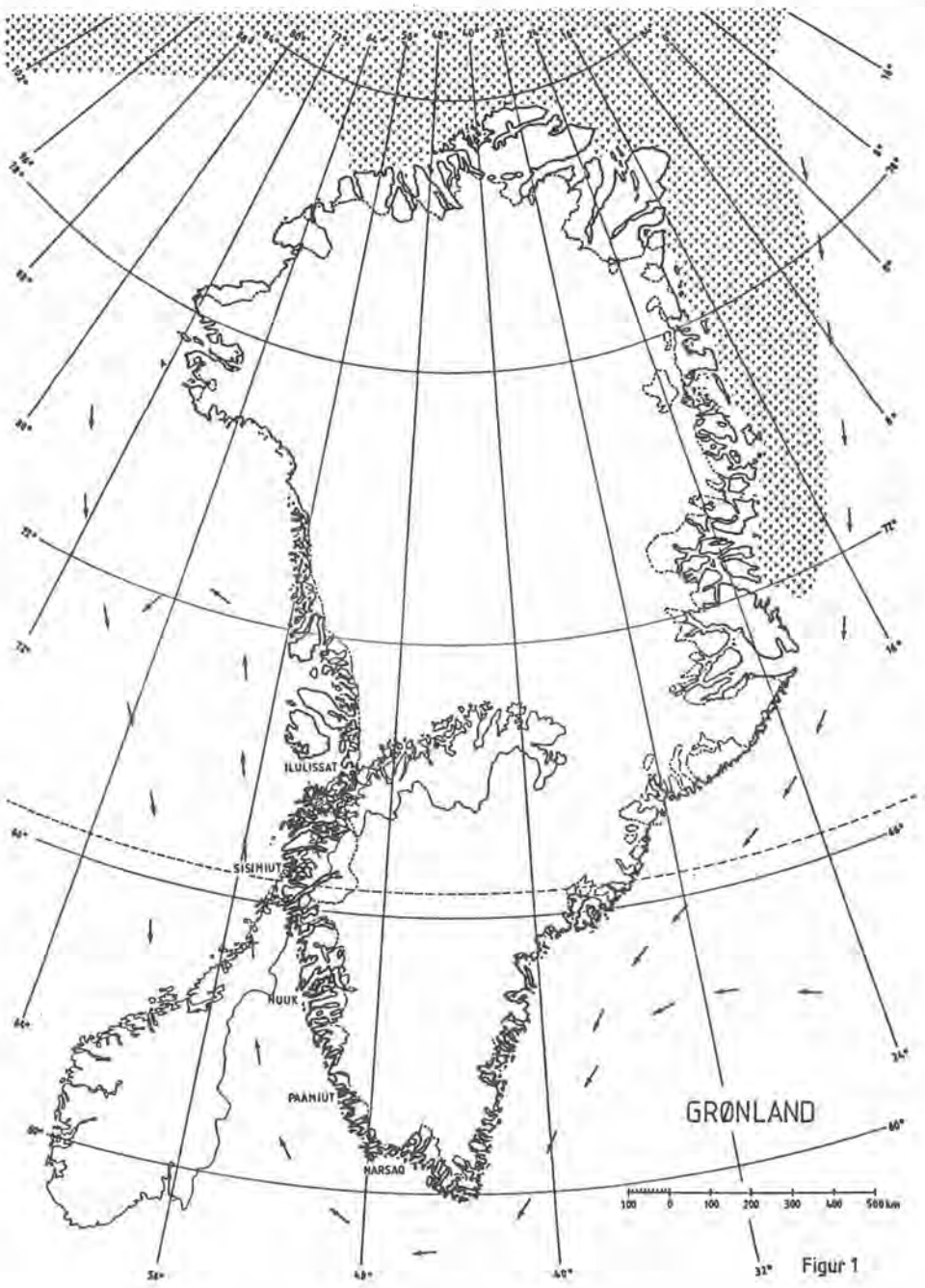
Since mid-seventies the possibilities of exploiting hydro power in Greenland have been investigated. Partly for larger, isolated production and partly for substitution of existing oil based production in local communities. During the eighties an energyplan has been carried out with the recommendation that 50% of the local supply in the year 2000 should be based on hydro power. Today there is no hydro electric production in Greenland.

All over Greenland permafrost is likely to occur and the waterresources are both precipitation and meltwater from glaciers. Thus several different combinations with respect to temperature are found. These conditions have influence on the investigations, the design and operation of future plants.

In a potential of current interest exploitation of cold meltwater is to take place in an area with continous permafrost. Extended temperature surveying has been carried out since 1983 - the power plant is scheduled for production in 1991.

GRØNLAND

Grønland er verdens største ø, beliggende mellem 60 og 85 grd. nord med et areal på 2,2 mill. km2, hvoraf langt hovedparten dækkes af indlandsis. Kun en smal kystzone på omkring 15% af totalarealet er isfrit.



Figur 1

Befolkningstætheden er ganske lille. Der bor ca. 54.000 mennesker i Grønland fordelt på 136 beboede steder. Af 18 større byer er hovedbyen Nuuk helt dominerende med ca. 10.000 indbyggere. Derudover er der 102 bygder samt yderligere 16 opholdssteder i form af flyvepladser, vejrstationer og lignende.

Mod nord ligger pol-havet isfast året rundt. Langs østkysten løber den kolde Østgrønlandske strøm, som omkring Island blandes med en afstikker af golfstrømmen (Irminger-strømmen) der runder Kap Farvel og når et stykke op langs vestkysten, som den Vestgrønlandske strøm. I Baffin Bugten langs vestkysten løber den kolde Baffin strøm der, efter blanding med den Vestgrønlandske strøm, danner Labrador strømmen. Disse forhold fremgår af Figur 1.

Indlandsisen er på sine højeste steder godt 3000 m.o.h., hvor samtidig tykkelsen af indlandsisen er målt gennem enkelte dybe boringer til omkring 3000 m. Man kan således forestille sig Grønland som en stor "skål" fyldt op af indlands-is, der når ned til- og nogle steder under havniveau.

PERMAFROST

Det kolde miljø, styret af klimaet, havstrømmene og indlandsisen gør at der overalt i Grønland - sydspidsen ligger på højde med Oslo - må forventes ganske kraftige frostfænomener. På Figur 2 er vist en ældre stiliseret opfattelse af permafrostforholdene. Det sporadiske permafrostområde i syd er adskilt fra området med kontinuert permafrost af en overgangszone, hvor der må forventes diskontinuert permafrost. Disse grænser er primært indlagt ud fra overvejelser omkring årstemperaturer, desuden er enkelte observationer i forbindelse med kvartær geologisk kartering og anlægsvirksomhed benyttet. Oplysninger fra minedrift er få og lidet anvendelige.

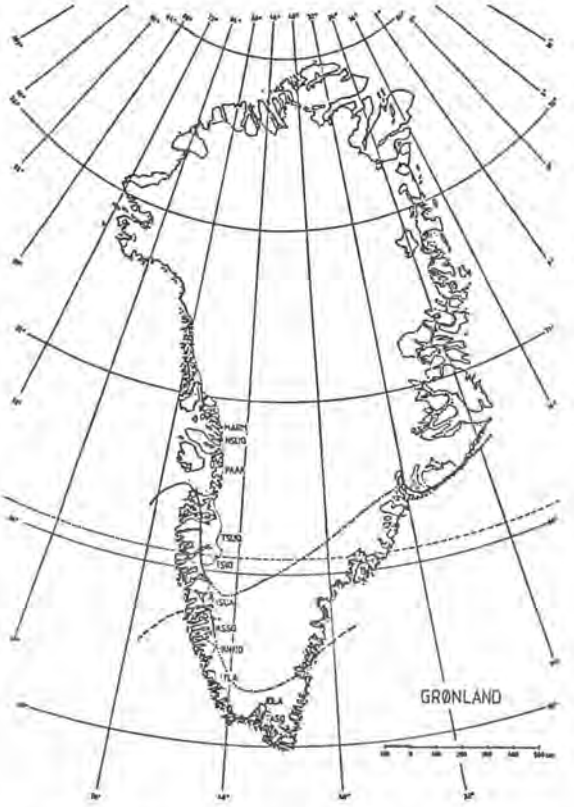
I konkrete tilfælde kan en vurdering af topografi, eksponering, snelægning etc. ændre det generelle billede. Varme kilder gennem de frosne lag træffes adskillige steder med vandtemperaturer op til 50-60 grd.

Fra ældre skrifter og gennem mundtlig overlevering er det meget sparsomt med oplysninger omkring frostforholdene under terræn, da grønlænderne beskæftiger sig med overfladen, havet og søerne. Der eksisterer dog et begreb "jordens indre, der altid fryser" (Nunap Ilua Qeriuaannartoq).

Egentlige undersøgelser af permafrostens udbredelse og natur i Grønland er meget begrænsede. Dybere boringer med fast installerede temperaturfølere og registrering forekommer sjældent. Enkelte steder er der målt temperaturforløb i

overfladen, hvorfra man kan få et kvalitativt begreb om permafrostens dybde.

Gennem vandkraftundersøgelserne har GTO etableret temperaturmålinger i dels dybere boringer for enkelt projekter og dels under generel dækning på vestkysten - samt enkelte steder på østkysten -af temperaturforholdene i de overfladenære lag i forbindelse med hydro-klimatisk dataindsamling.



Figur 2
PERMAFROST UDBREDELSE (efter GGU og GTO's undersøgelsespositioner)

ENERGIPLAN

Tidligere tiders opvarmning og energiforsyning med tran, tørv og kul taget fra overfladen, er nu erstattet af oliebaseret produktion. Olien er en speciel arktisk grade og af hensyn til forsyningssikkerhed kræves der betydelige "buffer-lagre".

Som følge af ønsker omkring en øget selvforsyning/forsyningssikkerhed, og under indtryk af den høje oliepris, er

der siden starten af 1980'erne arbejdet på en energiplan for Grønland. Den spredte bosætning gør at der i høj grad skal opereres med lokale anlæg, hvorfor energiforsyning baseret på olie, grønlandske kul, importerede kul, vind- og vandkraft, blev undersøgt. Frihedsgraden med hensyn til kombinationer under hensyn til lokalforholdene er således stor. De grønlandske kul ligger spredt og har en forholdsvis lav brændværdi. Vindforholdene samt problematik omkring lagring har gjort, at vindenergi kan anvendes til små isolerede stationer, men ikke som egentlige energiforsyning til større samfund. Importerede kul kræver opførelse af større kulfyrede enheder med kajanlæg etc. Vandkraft kan baseres på både nedbørsbassiner og ablationsbassiner og her er afstanden til afsætningsområdet af stor betydning. De spredte og "isolerede" samfund, samt topografi og de klimatiske forhold, medfører at en sammenkædning af energiforsyningen ikke er mulig.

Overvejelserne har ført til at vandkraft i en række tilfælde, hvad angår de større byer, er afgørende at foretrække.

Erhvervsstrukturen der danner grundlag for energiafsætningen bygger på fåreavl i det sydlige Grønland, på fiskeri langs vestkysten og fangst i Nordvestgrønland samt østkysten. Derudover ligger der store muligheder for enkelt-forbrugere i form af eventuel minedrift eller energiintensiv forarbejdning på isolerede steder bestemt af mineralforekomster og energiadgang.

Endelig kan tænkes en fremtidig eksport af energi på en eller anden form.

VANDKRAFT

Vandkraftbaseret energiproduktion i større målestok eksisterer ikke idag i Grønland, men som følge af energiplanarbejdet er der indtil videre udarbejdet projektforslag (feasibility studies) for 4 anlæg. Derudover er der udført studier for en række anlæg. Anlæggene er i nogle tilfælde baseret på nedbør, i form af sne og regn, i andre på ablation fra indlandsisen - enten direkte med gletschere i reservoirsøerne eller med tilstrømning fra indlandsisen.

Et gennemgående træk ved topografien er dybe søer og da yderligere fjerntliggende placering gør anlægsarbejder meget kostbare, er det et udbredt træk, at nedtapning af søer uden egentlig opdæmning foretrækkes. Et andet problem i forbindelse med dæmninger er at det ofte er vanskeligt at finde finstof til tætningskerner, da de gamle delta/moræneaflejringer, ofte er udvaskede med karakteristisk grovere partikler samt recente siltafsætninger. Et andet generelt træk i forbindelse med disse anlæg er den helt isolerede beliggenheds indflydelse på de logistiske forhold. Der skal omkring hvert anlæg opbygges en egen infrastruktur og etableres kom-

munikation til de nærmeste bysamfund. Anlægsarbejder under disse forhold har således karakter af operationer med helikopter, landgangsfartøjer etc.

For en given topografi og vandmængde er samspillet mellem temperaturforholdene i vandet og fjeldet af afgørende betydning. Temperaturen i fjeldet er givet ved frostforholdene/permafrostens indflydelse, mens temperaturforholdene i søerne er mere dynamiske. Nedbørssøerne med sne og regn har typisk overfladevariationer mellem 0 grd. under isdækket om vinteren og op til +8-10-12 grd. om sommeren. Variationen omkring +4 grd., hvor vandet har maksimalt densitet, betyder at søerne "vender" således at temperaturen under isdække er 4 grd. i de nedre dele af søerne. De glacialtpåvirkede søer med ablationsvand udviser ikke en sådan variation, idet temperaturen ikke kommer over 4 grd. Denne væsentlige forskel gør, at søerne ikke "vender" men gennemlever en cyklus med plus 0 grd. smeltevand, der opvarmes om sommeren i overfladen og synker ned mod bunden. Disse søer vil således altid udvise en karakteristisk fuld opblanding uden egentlig gradient. Der kan ligge et varmere bundlag som følge af tilstrømning fra bredderne, men dette bundlag vil ofte have karakter af mindre lommer, der ikke er af betydning i en større nedtapningssammenhæng.

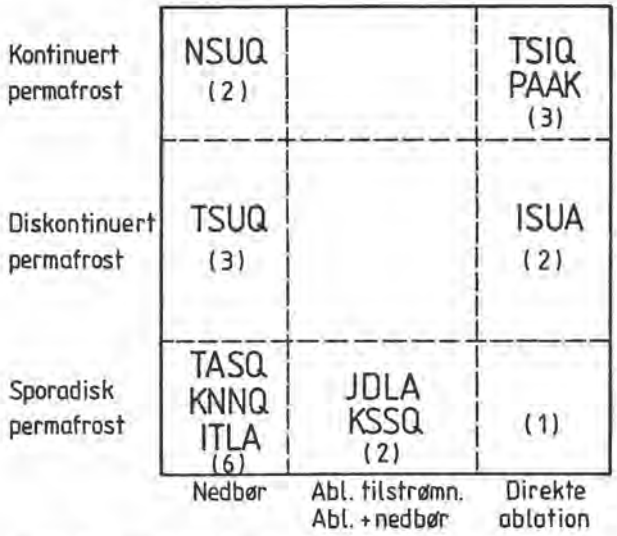
På Figur 3 er de omtalte bassiner groft inddelt efter permafrost-og ressourceforhold. I parantes er angivet total antal undersøgte bassiner.

De gunstigste forhold optræder i Sydgrønland med størst varmeindhold i fjeldet samt nedbørssøer, generelt med vandtemperaturer der gør at man ikke umiddelbart vil forvente driftproblemer. De fleste undersøgte bassiner findes i denne kategori. Den anden yderlighed haves mod nord ind under indlandsisens rand, hvor permafrosten i fjeldet, kombineret med det kolde smeltevand, giver helt andre marginale betingelser for driften. I mellem disse ligger adskillige større potentialer langs indlandsisens rand, jævnt fordelt fra syd mod nord.

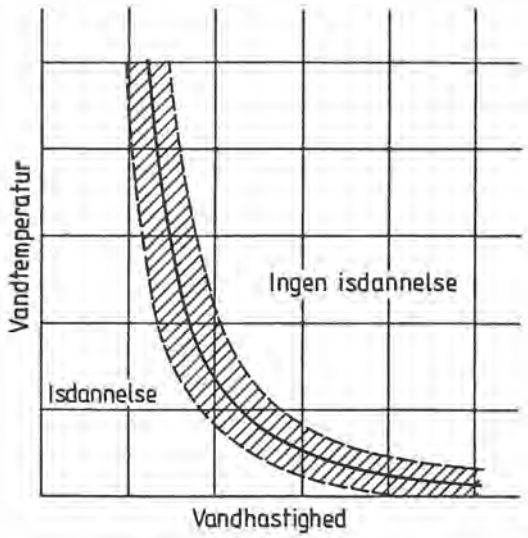
En anden faktor af betydning kan være de begrænsede afsætningsmuligheder i de mindre samfund, således at vandgennemstrømningen i tunnelerne får en sådan størrelse, at tunneltværsnittet må minimeres ganske strengt for at opnå hastigheder der ligger over de kritiske isningshastigheder. På Figur 4 er vist en skitse med sammenhæng mellem vandtemperatur, vandhastighed og potentielle isningsområder.

De større potentialer langs indlandsisens rand har væsentlig større produktionsmuligheder og vandgennemstrømninger.

Typiske faldhøjder er 200-300 m ude langs kysten, mens de større potentialer inde under isens rand ligger med 600-700 m faldhøjde.



Figur 3: Inddeling efter permafrost og vandtemperaturforhold - med GTO koder for bassinnavne.



Figur 4 : Betydning af vandhastighed for isdannelse.

POTENTIALER

De større potentialer der undersøges/har været genstand for undersøgelser er:

I sydgrønland Johan Dahl Land (JDLA - 40 MW), der tidligere har været knyttet til en uranforekomst.

Længere mod nord ligger Grædefjords-komplekset (KSSQ - 200 MW), der tidligere var knyttet til en meget stor kromit forekomst på kysten.

Næste område nord for Nuuk, er Isukasia komplekset (ISUA - 200 MW) med henblik på en stor jernforekomst i bunden af Godthåbsfjorden.

Syd for Polarcirklen ligger et område Tasersiaq (TSIQ-300 MW), der med sit ganske store potentiale var aktuelt med henblik på en energiintensiv produktion.

Endelig ligger på halvøen Nuussuaq nogle kulforekomster, hvor der har været udført undersøgelser for et anlæg (NSUQ-50 MW) med henblik på energiforsyning af en eventuel brydning af disse kul. Derudover har der i området omkring Marmorilik (igangværende bly/zinkmine) været udført vandkraftundersøgelser til evt. erstatning af den oliebaserede energiproduktion.

Den anden gruppe potentialer, der har været genstand for undersøgelser, ligger i mindre bassiner i nærheden af eksisterende bebyggelser med oliebaseret energiforsyning. Med udgangspunkt i energiplanen er mulighederne undersøgt siden sidst i 1970'erne og de 4 feasibility studies der foreligger omhandler fra syd Narsaq (TASQ-8 MW) et mindre anlæg, der er karakteristisk ved den meget bynære beliggenhed. Anlægget er baseret på nedbør samt lidt ablation fra en lokalgletscher. En stor del af vandvejene skulle i dette tilfælde ligge i dagen i rør og kanaler, således at egentlige frostproblemer i fjeldet ikke forventes her.

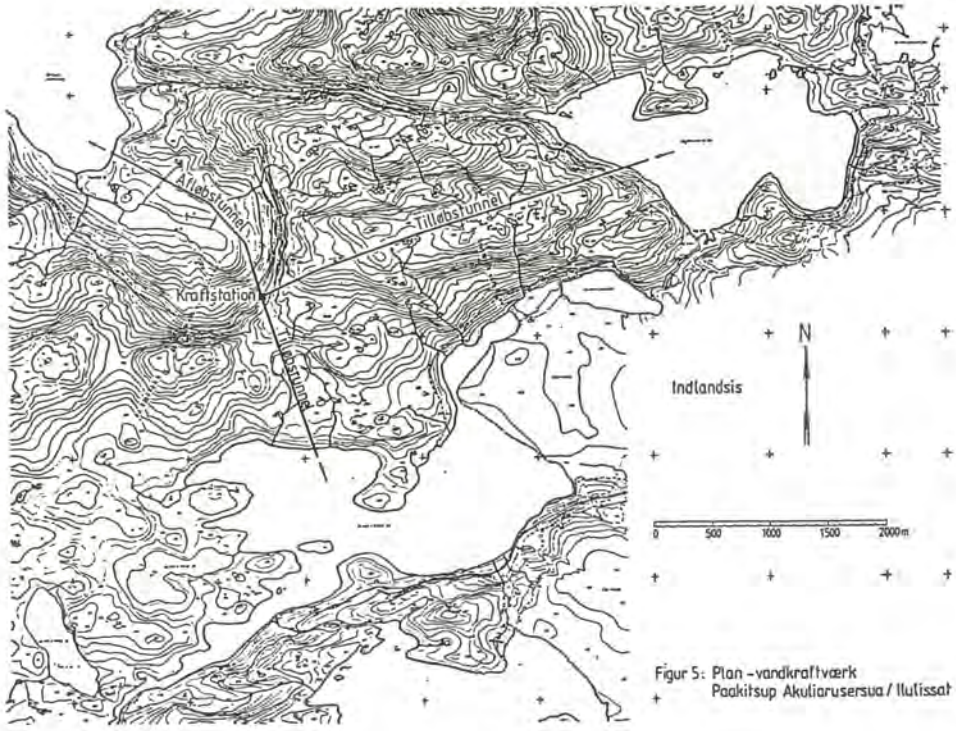
Omkring byen Paamiut (ITLA-12 MW) er der blevet undersøgt for et anlæg baseret på sne/regn med "varm" temperatur og ikke særlig frostpåvirket fjeld.

Til forsyning af Nuuk (KNNQ-45 MW) ligger en meget stor sø, hvor en nedtapning på nogle få meter ville kunne dække afsætningsbehovet i lang tid fremover. Ressourcen er nedbør med "varmeindhold" og her kan forekomme frost i fjeldet.

Lige nord for Polarcirklen er der undersøgt en nedbørssø til forsyning af byen Sisimiut (TSUQ-12 MW). Her må forventes frost i fjeldet, men den "høje" vandtemperatur kombineret med stor overdækning gør at problemerne her forventes moderate.

PAAKITSUP AKULIARUSERSUA/ILULISSAT

Anderledes stiller det sig i det bedst undersøgte område omkring Ilulissat (PAAK-20 MW), hvor kombinationen af koldt smeltevand fra isen optræder sammen med permafrost i fjeldet. På Figur 5 er vist en plan over området.



Figur 5: Plan - vandkraftværk
Paakitsup Akuliarusersua / Ilulissat

Siden 1980 har der her været udført undersøgelser der, udover topografiske, hydrologiske og ingeniør-geologiske undersøgelser, især har omfattet temperaturundersøgelser, i reservoirsøerne samt temperaturmålinger i fjeldet. Temperaturundersøgelserne i vandet har omfattet dels kontinuert registrering på enkelt steder og dels profilmålinger udført forskellige steder på forskellige tider af året. Derudover er vandprøver analyseret for salinitet, finstof samt eventuel frysepunktsænkning. Fjeldtemperaturen registreres løbende gennem fastetablerede temperaturfølere placeret i boringer ned til havniveau i forbindelse med tunneltrace, indtag og kraftstation. På borekerner er udført laboratoriemålinger af

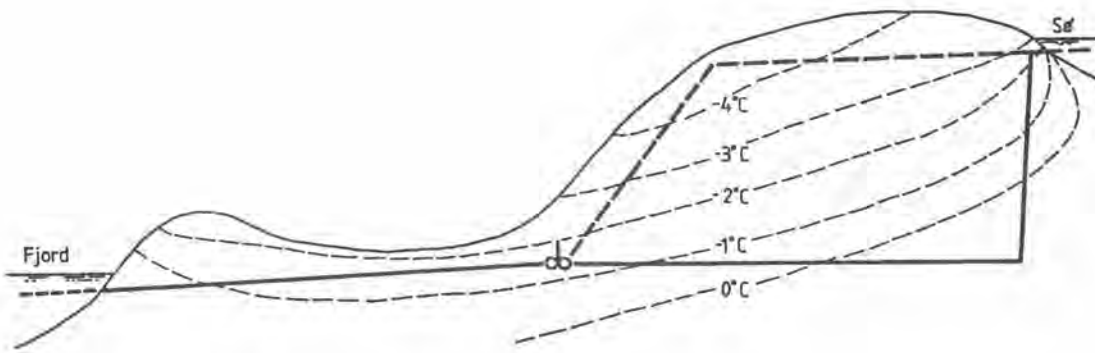
varmeledningsevne og kapacitet.

En matematisk model er opbygget med henblik på at simulere de fysiske processer ud fra de registrerede parametre. I den normale driftsituation er sammenhængen mellem vandhastighed og temperatur interessant. En anden situation af interesse er tilladelig stilstandstid for vand i tunnelerne i forbindelse med overhaling eller eventuelt haveri.

Nødvendigheden af at tilføre varme til vandet umiddelbart efter turbinen er ligeledes blevet undersøgt, som følge af den voldsomme trykudløsning, der her finder sted og dermed den momentane stigning af frysepunktet.

Som konsekvens af dette modelarbejde er udformningen blevet radikalt ændret fra de første forslag.

På Figur 6 er således vist, hvorledes tilløbstunnelen er ført ned som tryktunnel for at komme i "højere" temperaturer.



Figur 6: Principskitse med isotermer og tunneltracé

Derudover er der stillet forslag om at indbygge opvarmningsmuligheder ved indtagsstederne samt stillet krav om nødvendigheden af omløbsmuligheder for at undgå ukontrolleret stillestående vand i tunnelerne.

Under disse helt unikke betingelser udfører GTO et intensivt, interessant og helt nødvendigt undersøgelsesprogram, da hovedkravet under disse forhold med isolerede anlæg i et meget voldsomt klima, er en absolut sikker og pålidelig drift.

AFSLUTNING

Anlægget ved Ilulissat er aktuelt og der har været gennemført en entreprenørbefaring med deltagelse af bl.a. norske entreprenører i september 1986.

En opførelse af anlægget forventes gennemført mellem 1988-91.

I energiplanen anbefales en udbygningstakt fremover med et anlæg pr. 5 år, med et foreløbigt perspektiv på 4 anlæg.

PRAKTISK FUNDAMENTERING PÅ PERMAFROST

FORSKNINGS- OG BYGGEPROSJEKTER PÅ SVALBARD I 70- OG 80-ÅRENE

Foundation Design on Permafrost

Research Activities and Foundation Construction Works on Svalbard since 1970

Siviling. Odd Gregersen, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Geoteknisk prosjektering på permafrost betinger kjennskap til lokale forhold om grunnforhold og klima. Forskningsvirksomhet, igangsatt for 8 år siden, har muliggjort en sikrere og mer økonomisk prosjektering av fundamentkonstruksjoner enn tidligere.
Informasjon om klimaforholdene foreligger samt at nødvendig utstyr for undersøkelse av grunnforhold er tilgjengelig. Arbeidet fortsetter, nå med økte ressurser. Artikkelen omtaler noen eksisterende konstruksjoner med ulike fundamentløsninger. Valg av løsning og dimensjonering er forsøkt vurdert med utgangspunkt i nåværende erfarings- og kunnskapsnivå.

SUMMARY

Geotechnical design of permafrost constructions require knowledge on local soil and climate. Research activities, initiated 8 years ago, have formed the basis of improved foundation construction planning. Information on climatic conditions and knowledge on permafrost soil behaviour have been obtained. Also, appropriate equipment for field sampling and laboratory testing are now available. The research work is now continuing with increased intensity. The article also describes some existing constructions with different foundation solutions. Foundation design is evaluated with respect to our present level of knowledge and experience.

KJENNSKAP TIL KLIMA OG GRUNNFORHOLD ER EN BETINGELSE FOR SIKKER OG RASJONELL PROSJEKTERING

Geoteknisk prosjektering på permafrost er i prinsippet mye lik prosjektering på ufrosset grunn. Det må innhentes informasjon om grunnforholdene, både felt- og laboratorieundersøkelser utføres.

I tillegg til tradisjonelle geotekniske problemstillinger må imidlertid prosjekter på permafrost også dimensjoneres termisk. Dette er en svært viktig forutsetning. Hovedprinsippet ved all geoteknisk prosjektering på permafrost er å utnytte den frosne grunnens gode ingeniørmessige egenskaper. Konstruksjonene må altså, for å unngå faren for oppvarming og eventuell smelting, utføres slik at grunnen ikke tilføres varme.

FREMSKAFFELSE AV DIMENSJONERINGSPARAMETRE ER TID- OG KOSTNADSKREVENDE. NORD-AMERIKA OG SOVJET ER LEDENDE

Fremskaffelse av nødvendige dimensjoneringsparametre for prosjektering av fundamentkonstruksjoner på permafrost er både tid- og kostnadskrevende. Dette er et stort problem ved byggevirksomhet i arktiske strøk. Pålitelige termiske parametre betinger langtidsobersvasjoner av klimaforholdene. Kunnskap om grunnforholdene krever spesialutstyr både for felt- og laboratorieundersøkelser. Dessuten er laboratorieundersøkelsene i seg selv tidkrevende idet krypegenskapene må bestemmes.

Ofte har byggeprosjekter måttet prosjekteres og utføres uten tilgang på tilstrekkelige data. I Nord-Amerika og Sovjet har gjennomføringen av mange store utbygningsprosjekter etter den 2. verdenskrig medført at omfattende forskning og utvikling på dette området har blitt gjennomført. Nord-Amerika og Sovjet har derfor et høyt kunnskapsnivå på dette feltet. Det skjer i dag en betydelig kunn-

skapsoverføring fra disse landene til andre land som arbeider med byggevirksomhet i arktis. Dette er også nå tilfelle for Norges vedkommende.

PRAKTISK GEOTEKNISK FORSKNINGSVIRKSOMHET PÅ SVALBARD HAR PÅGÅTT SIDEN 1977. AKTIVITETEN ER NÅ TRAPPET VESENTLIG OPP VED OPPSTARTING AV 3-ÅRS PROSJEKT

På Svalbard har det inntil de aller seneste årene ikke vært utført undersøkelser av noen slag med sikte på å fremskaffe kunnskap om fundamenteringsmessige forhold. Dette skyldes først og fremst at det årlige byggevolumet på Svalbard har vært relativt lite gjennom det meste av etterkrigsperioden. Det har derfor ikke vært noen vilje til å bruke midler til å tilegne seg kunnskap innen dette fagområdet. Som en illustrasjon på dette kan nevnes at innhenting av aktuelle klimadata startet så sent som i 1977-78, etter opprettelsen av NTNFs Utvalg for Permafrost, kfr. Gregersen (4). Prøvetagning i grunnen ble første gang utført i 1978.

Som kjent har interessen for Svalbard endret seg merkbart siden slutten av 70-årene. Dette har også gitt seg positivt utslag i interessen for forsknings- og utviklingsprosjekter innen arktisk geoteknikk og fundamentering.

Da virksomheten startet opp i NTNFs regi i slutten av 70-årene var det ingen støtte å hente fra det norske næringslivet. Utvalget drev aktivt med prosjekter med NTNF-støtte i perioden frem til 1984. NGI har nå igangsatt et 3-års forsknings- og utviklingsprosjekt innen "Arktisk geoteknikk og fundamentering". Dette prosjektet har fått en solid økonomisk støtte fra interesserte bedrifter. Det økonomiske fundament som derved er lagt for dette prosjektet, har gjort det mulig å gå inn på en rekke prioriterte felter for byggevirksomheten på Svalbard.

Prosjektet tar sikte på å tilegne seg kunnskap og erfaring slik at goeteknisk konsulentvirksomhet på Svalbard i fremtiden kan gjennomføres på en faglig sett fullt ut tilfredsstillende måte. Aktiviteten er i gang innen følgende felter:

1. Registrering av klimadata.
2. Kvartærgeologisk kartlegging. Utvikle metodikk. Dette er en viktig forutsetning for rasjonell planlegging av videre grunnundersøkelser.
3. Utvikle/utprøve metoder for undersøkelse av grunnen. Dette omfatter forbedring av prøvetagerutstyr, manuelt og tyngre utstyr samt å få erfaring med bruk av geofysiske målemetoder.
4. Laboratorieundersøkelser. Få erfaring med teknikker og samle data og erfaring om frossen jords egenskaper.
5. Belastningsforsøk i felt. Kalibrere laboratorieresultatene med fullskalaforsøk i felt.
6. Instrumentering av eksisterende konstruksjoner.
7. Utprøving av nye fundamenteringsløsninger.
8. Fundamentering i strandsonen. Spesielle undersøkelser utføres for å få mer detaljkunnskap og erfaring om dette ingeniørmessige problemområdet.
9. Utvikle/tilpasse modeller for termisk beregning av fundamenter.

På noen områder foreligger det allerede i dag viktige data som gir grunnlag for forbedret prosjektering. På andre felter er prosjektene såvidt kommet igang. Jeg vil i det etterfølgende behandle enkelte av delprosjektene og kommentere oppnådde resultater.

RESULTATER FRA PÅGÅENDE FORSKNINGS- OG UTVIKLINGSPROSJEKTER

OBSERVASJONSREKKEN FRA PERMAFROSTMÅLESTASJONEN I SVEA ER NÅ 8 ÅR. DETTE MULIGGJØR BEREGNING AV PARAMETRE FOR TERMISK DIMENSJONERING AV KONSTRUKSJONER.

I 1978 ble det opprettet en permafrostmålestasjon i Svea. Stasjonen registrerer, 1 gang pr. time, alle nødvendige data for å foreta termiske beregninger, både for modeller basert på varmestrøm og basert på varmebalanse. I en artikkel av Bakkehøi (1) er stasjonens oppbygning nærmere beskrevet. Her skal bare nevnes de forskjellige registreringene som foretas:

1. Temperatur:	luft (2 m høyde), tundrafelt (0.05 - 8.0 m dybde), sementfelt (0.05 - 2.0 m dybde)
2. Vind:	vindretning, vindvei, middelvind, maks. vindhastighet
3. Stråling:	inngående, utgående, globalstråling
4. Varmestrøm:	
5. Relativ fuktighet:	

Alle dataene er nå bearbeidet og konvertert til fysiske verdier, og kan ved hjelp av regnemaskinprogrammer presenteres etter ønske og behov. Med en observasjonsrekke på 8 år som vi i dag har for stasjonen, kan vi nå også foreta beregninger av "normalverdier" og "ekstremverdier" for denne delen av Svalbard. Disse beregningene utføres ved sammenlikning av Svea-observasjonene med en nærliggende stasjon (Longyearbyen) med lengre observasjonsrekke. De beregnede verdiene utgjør parametre som benyttes i regnemodeller for termisk analyse av konstruksjoner.

Fig. 1 viser, eksempelvis, de observerte tinemengdene i Svea for årene 1978 til og med 1984 (unntatt 1982). Tinemengder er en nøkkelverdi ved termisk beregning. Figuren omfatter tinemengden for luft, tundrafelt (grå leire) og sementflate (lys grå). Som det fremgår

er det betydelig forskjell mellom tinemengdene i luften og de to overflatene. Dette skyldes at overflatene observerer strålingsvarme fra solen. Tinemengden i selve overflaten blir derfor større enn den tilsvarende tinemengden i luften. Temperaturen vil også variere for ulike flater. Viktige variabler er overflatens farge og fuktighet. Forholdet mellom en flates tinemengde og luften uttrykkes med en n-faktor. For de to undersøkte flatene er n-faktoren relativt lik for det enkelte år. Største variasjon over observasjonsperioden er 1.15-1.5. Fig. 1 viser også at tinemengden varierer mye fra kaldeste til varmeste sesong, f.eks. for tundrafelt fra 11.340 h°C i 1979 til 17.640 h°C i 1984. Dette bekrefter behovet for lengst mulig tidsrekker før "normal- og ekstremverdier" beregnes.

Overflate	1978		1979		1980		1981		1983		1984	
	T	n	T	n	T	n	T	n	T	n	T	n
LUFT (2m høyde)	10.600	1.0	9.300	1.0	11.400	1.0	9.400	1.0	10.700	1.0	14.200	1.0
TUNDRA (grå leire)	15.800	1.5	11.300	1.2	15.900	1.4	14.300	1.5			17.600	1.25
SEMENT (lys grå)	13.700	1.3	10.700	1.15	15.700	1.4	13.900	1.5	15.800	1.5	16.300	1.15

Fig. 1. Observerte tinemengder, T (h°C) og n-faktorer (tinemengde overflate/tinemengde luft) for årene 1978 til og med 1984 (unntatt 1982)

DIMENSJONERINGSPARAMETRE FOR SVEA-LEIRE, BASERT PÅ LABORATORIEFORSØK FORELIGGER. TILSVARENDE FORSØK FOR ANDRE MATERIALER ER IGANGSATT

Det er utført et relativt omfattende laboratorieprogram på en leire fra Svea for bestemmelse av krypegenskapene. Oftest er det krypegenskapene som er bestemmende ved dimensjonering av fundamenter. Disse forsøkene har resultert i et forslag til

tillatt fundamentbelastning, se fig. 2. Som det fremgår av diagrammet er tillatt last svært temperaturavhengig for dette materialet. Legg også merke til de meget lave verdier for tillatt last. Dette skyldes en kombinasjon av høyt isinnhold og høyt saltinnhold i leiren. En nærmere beskrivelse av forsøkene og forsøksresultatene er gjort av Furuberg (3). NGI vil nå gjennomføre et relativt omfattende belastningsforsøk i felt i Svea for å måle in-situ styrken i forhold til laboratoriemålt styrke.

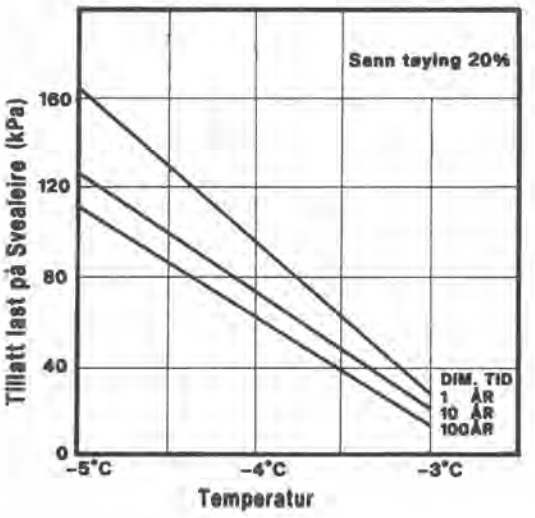


Fig. 2. Tillatt last på Svealeire basert på langtids laboratorieforsøk

Laboratorieprogrammet fortsetter med undersøkelse av andre materialer med hensyn på krypegenskaper. Målsettingen er å få et best mulig generelt bilde av de mekaniske egenskapene til ulike Svalbard-materialer samt å undersøke om egenskapene kan bestemmes på grunnlag av enklere undersøkelsesmetoder enn, som nå, ved kjøring av langtidsforsøk.

FORELØPIGE ANALYSER VISER AT STRANDSONEN ER ET GRENSEOMRÅDE MELLOM PERMAFROST OG UFROSSEN GRUNN. OMFATTENDE FELTUNDERSØKELSER UTFØRES FOR STUDIE AV DETTE BYGNINGSMESSIGE MEGET VIKTIGE OMRÅDET

Strandsonen er det område på Svalbard hvor fundamenteringsforholdene er mest komplisert. Dette er en overgangssone mellom permafrost og ufrosset grunn, en sone med "varm permafrost". På Svalbard for øvrig er det for det meste "kald permafrost". Små endringer i de termiske forholdene i strandsonen kan medføre omfattende smelting i grunnen og derved fare for store skadevirkninger. Strandsonen er et viktig utbygningsområde og vil i fremtiden ventelig få en økende belastning utbygningsmessig. Aktuelle konstruksjoner er kaier, lagerområder og ilandføringsledninger.

Denne sonen er derfor viet spesiell interesse i det pågående prosjektet. De termiske forholdene vil bli studert inngående. Det er foretatt beregninger av temperaturforholdene basert på forholdene i Svea, det vil si årsmiddeltemperaturen på overflaten på $\div 6^{o}C$ og $+1^{o}C$ i sjøen. Beregningene er beskrevet av Noreide (6), og resultatet er vist i fig. 3. Som det fremgår viser beregningene at det stikker ut en permafrost-tunge fra land. 0-isotermen går ca. 50 m ut fra land og $\div 2$-isotermen ca. 5 m. Beregningene indikerer "varm" permafrost i strandsonen, altså forhold som er meget utsatt for smelting ved små temperaturforandringer.

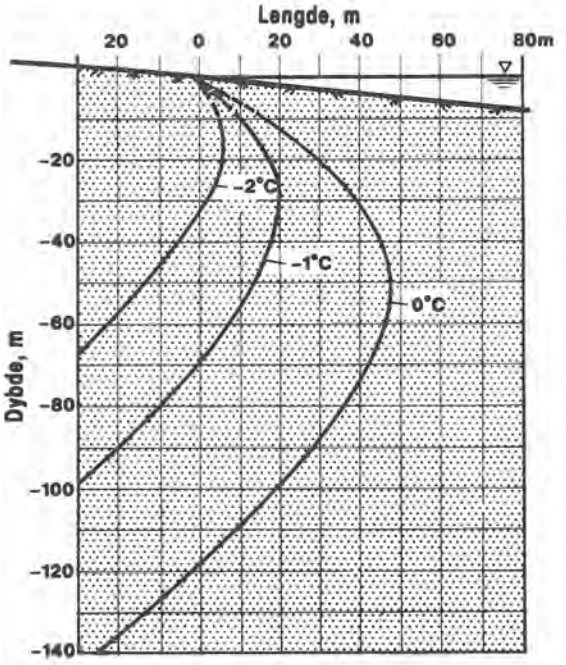


Fig. 3. Beregnet temperaturprofil for Svea-forhold

Analysen er basert på forutsetningen av lineær temperatur-fordeling med dybden inne på land. Det vil bli installert målere for nøyaktig bestemmelse av denne temperaturfordelingen til 100 m dybde. Også temperaturfordelingen i strandsonen vil bli målt tilsvarende. Med den anvendte beregningsmodellen og målingene av temperaturforholdende vil det, med enkle supplerende meteorologiske data, være mulig å beregne tilsvarende temperaturprofiler for andre aktuelle steder på Svalbard.

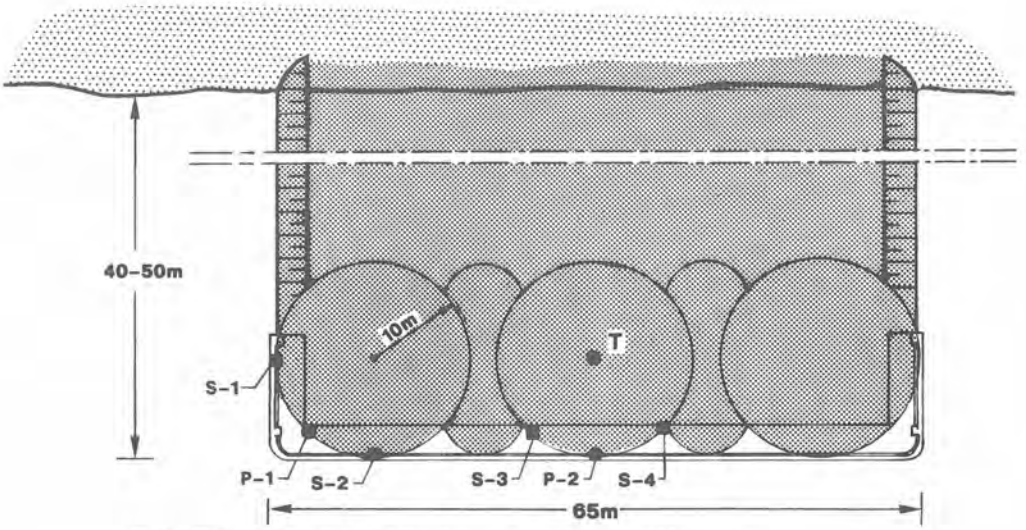


Fig. 4. Plan av cellespuntkai Svea med inntegnet plassering av måleinstrumenter

Fig. 5. Foto av cellespuntkai Svea

Strandsoneprosjektet tar også sikte på å fremskaffe direkte måledata fra eksisterende konstruksjoner. Således er det nå gjennomført instrumentering av den nye cellespuntkaien i Svea. Målingene omfatter istrykk, spenninger i stålspunt og temperaturer.

PRØVETAGERUTSTYR FOR FINKORNIGE JORDARTER DISPONERES. UTSTYR FOR PRØVETAGNING I GRUS- OG MORENEMATERIALER ER UNDER ANSKAFFELSE

For å kunne undersøke permafrostprøver i laboratoriet for bestemmelse av mekaniske egenskaper, må uforstyrrede kjerneprøver kunne skaffes til veie. Dette nødvendiggjør egnet prøvetagerutstyr. NGI disponerer i dag utstyr for prøvetagning i finkornige masser med begrenset innhold av grus og stein. Fig. 6 viser vår standard prøvetager for finkornige jordarter.

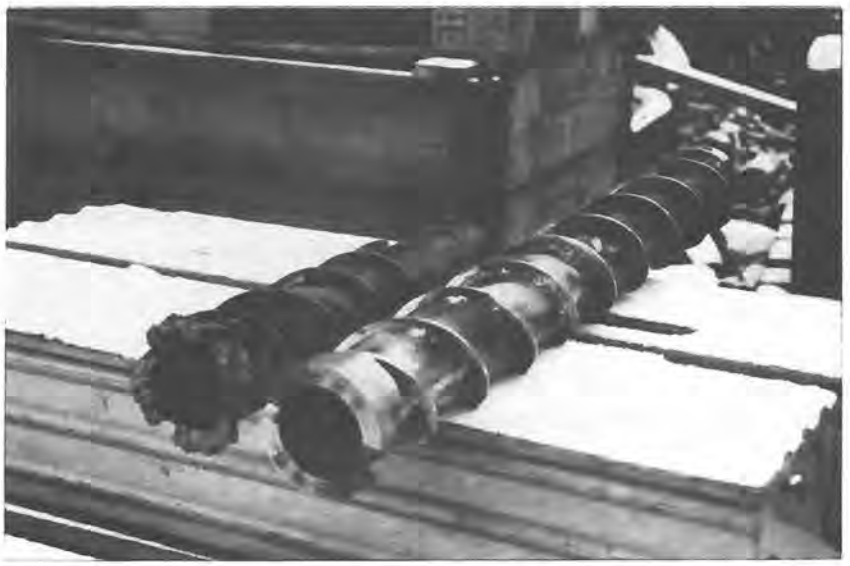


Fig. 6. Prøvetakere for permafrost. Eggen prøvetaker til venstre og CRREL til høyre

På grunnlag av erfaringer som Danmarks geotekniske institutt (DGI) har gjort på Grønland og egne erfaringer på Svalbard, har vi i tillegg fått laget en prøvetager som kan penetrere jordarter med innhold av stein. Denne prøvetageren har, som kutteegg, en sveisesøm av Wolfram carbid (Eggen-prøvetaker). Prøvetakeren fremgår av fig. 6. NGI har dessuten planer om å anskaffe utstyr for prøvetaking i steinrik grunn. En mulighet er å foreta tilpasninger til utstyr for prøvetaking i fjell. Vi vil derved disponere utstyr for prøvetaking i permafrost uansett grunnforhold.

EKSEMPLER PÅ EKSISTERENDE FUNDAMENTKONSTRUKSJONER

MANGLENDE KUNNSKAP OM GRUNNFORHOLD OG KLIMA HAR MEDFØRT KONVENSJONELLE LØSNINGER OG TROLIG KONSERVATIV DIMENSJONERING

Som det fremgår av det ovenstående har prosjektering av fundamenter på Svalbard, inntil de aller seneste årene, vært basert på tildels svært mangelfull kunnskap om grunnforholdene. Enkle, og ufullstendige, betraktninger ligger til grunn for dimensjoneringen. Dette, må en forvente, kan ofte ha resultert i konservativ dimensjonering og derved unødvendig høye fundamenteringskostnader. Også faren for underdimensjonering er selvsagt tilstede når forutsetningen ikke er tilstrekkelig kjent. Likeledes har denne situasjonen gitt små muligheter til å utprøve/utvikle nye løsninger.

Jeg skal i det etterfølgende gjøre visse betraktninger omkring fundamenteringen for noen av de større prosjektene som har blitt gjennomført på Svalbard i løpet av de siste 10-20 årene. Hvordan den nåværende kunnskap kunne ha innvirket på resultatet vil bli vurdert.

Det skal understrekes at det, på tross av mangelfull kunnskap om grunnen og om termiske forhold, har skjedd relativt få problemer med fundamenteringen. Fortjenesten for dette vil jeg tillegge konsulent og entreprenør som har vist stor innsikt i de spesielle problemene fundamentering på permafrost representerer.

GRUNNET MANGLENDE DATA OM KLIMAFORHOLDENE BLE RULLEBANEN PÅ SVALBARD LUFTHAVN UNDERDIMENSJONERT MOT TINING. HVITMALING AV ASFALTDEKKET HAR SIKRET MOT VIDERE PROBLEMER

Det største og fundamenteringsmessig sett mest kompliserte anlegget hittil på Svalbard var byggingen av Svalbard Lufthavn ved Longyearbyen. Selve rullebanen er 2200 m lang og 45 m bred. På hver side av banen er det bygget skuldre med bredde 40 m. Nærmere beskrivelse av prosjektet og anleggsarbeidene er gitt av Berg (2). Byggearbeidene ble gjennomført i perioden 1973-75.

Da grunnen innen store deler av området ikke hadde tilstrekkelig bæreevne i opptint tilstand, ble banen dimensjonert etter prinsippet om heving av permafrostnivået opp i overbygningen som ble utført av smeltestabile grusmasser. Derved unngås smelting av de finkornige underliggende massene. Nødvendig minimumstykkelse for overbygningen ble fastsatt til 1,1 m. Representativt tverrprofil for skjæringssonen er vist i fig. 7.

Det har vist seg at den fastsatte minimumstykkelsen for overbygningen ikke var tilstrekkelig. Målinger av tinedybden viste smelting ned i underliggende smelteustabil grunn. Målinger utført sommeren 1976 fremgår av fig. 8. Observert tinedybde i grus (fyllingssone) og på 2 steder med grus over finkornig undergrunn (skjæringssone) er vist som funksjon av tiden. I fig. 8 vises også temperaturforløp i luft og asfaltdekke. Tinemengden i asfaltdekke og luft ble i 1976 observert til henholdsvis 24200 h^{o}C (usikker) og 11000 h^{o}C. Som det

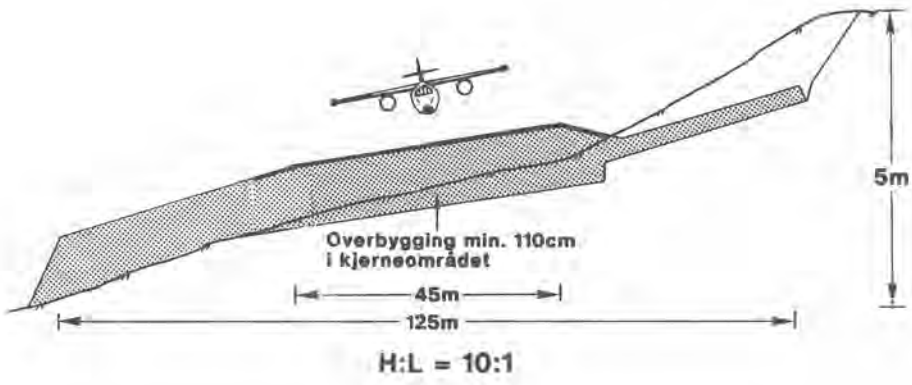


Fig. 7. Svalbard lufthavn, Longyearbyen. Tverrprofil av rullebanen i skjæringssone

fremgår er tinedybden på målestedene større enn forutsatt maksimaldybde (ca. 1.0 m). Smeltingen går ned i underliggende masser. Det er foretatt beregninger, Sætersdal (7), av tinemengen for flyplassen. Disse viser at tinemengden i 1976 vil overskrides svært hyppig (statistisk sett hvert annet år). Dimensjoneringen vil normalt være basert på en langt lavere risiko for overskridelse, f.eks. 1 gang hvert 50. år. Dette vil tilsvare en dimensjonerende tinemengde på ca. 30000 $h^{o}C$. Enkle overslagsberegninger viser at overbygningen burde hatt en tykkelse på ca. 2.0 m.

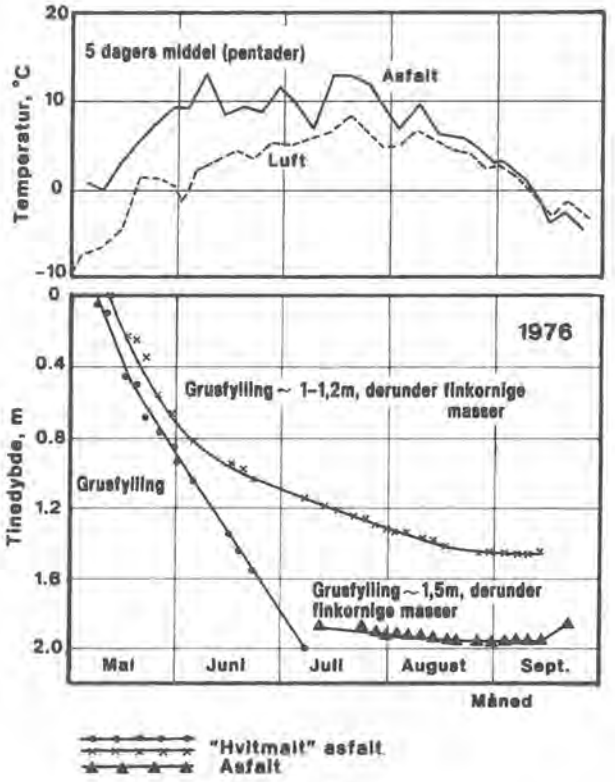


Fig. 8. Observert tinedybde på Svalbard lufthavn samt temperaturen i luft og asfaltdekke sommeren 1976

For å løse det aktuelle problemet med smelting av de underliggende masser, ble asfaltdekket i 1976 hvitmalt, se fig. 9. Dette har resultert i redusert absorpsjon av strålevarme fra solen og derved redusert tinemengden. Såvidt vites har det ikke

Fig. 9. Svalbard lufthavn, Longyearbyen.
Merk at asfaltdekket er hvitmalt, utført for å redusere tinedyben

forekommet problemer med smelting siden banedekket ble hvitmalt. Foreliggende data om tinemengde for hvitmalt dekke tilsier imidlertid at banen fremdeles er noe underdimensjonert.

BETYDELIGE EKSTRAKOSTNADER MED FUNDAMENTERINGEN FOR BAD- OG KAFETERIABYGG I LONGYEARBYEN PÅ GRUNN AV SKADER ETTER SMELTING I ISRIK GRUNN

En svært vanlig fundamenteringsmåte på Svalbard er å anlegge sålefundamenter ca. 2.0 m under opprinnelig terreng, det vil si 0.5 - 1.0 m ned i permafrosten. Tilbakefylling utføres til et noe høyere nivå enn opprinnelig terrengoverflate. Dette for å sikre et høyt permafrostnivå. Varmestrømmen fra huset til grunnen hindres ved hjelp av lufterom mellom konstruksjonen og terreng. Denne løsningen ble valgt som

fundamenteringsmetode ved bygging av nytt bad- og kafeteria-bygg i Longyearbyen.

Bygget har en grunnflate på ca. 70 x 30 m og er i 2 etasjer. Maksimalt såletrykk var satt til 100 kPa. Sålebreddene varierte fra 0.6 til 1.6 m. Snitt gjennom bygget med inntegnet fundamenteringsforslag fremgår av fig. 10.

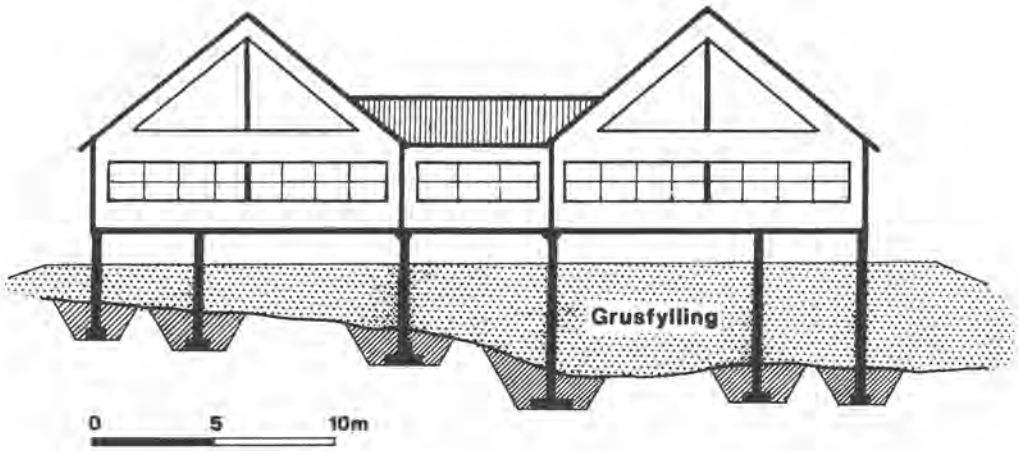


Fig. 10. Snitt gjennom bad- og kafeteriabygg, Longyearbyen

Fundmenteringsløsning og fundamentdimensjoner ble valgt uten noen forutgående undersøkelser av grunnforholdene. Beregningen var planlagt oppført over 2 sesonger. Første sesong ble fundamentkonstruksjonen, inkludert tilbakefylling, utført. Denne fremgangs-

måten sikrer en god tilbakefrysing i grunnen rundt fundamentene og heving av permafrostnivået før etablering av overbygningen. Av utenforstående grunner ble ikke arbeidet med overbygningen påbegynt den etterfølgende sesongen. I løpet av denne sesongen ble det imidlertid registrert deformasjoner i fundamentkonstruksjonen, se fig. 11. Nærmere ettersyn viste at deformasjonene gikk tvers over tomten i en sone sentralt gjennom bygget. Synkningen var av størrelse inntil 10-20 cm. Oppgraving ved den øvre fundamentdrageren viste at grunnen var smeltet til ca. 1 meter under fundamentnivå, fig. 12. Årsaken til den uforutsette temperaturhevingen var at overflatevann fra omkringliggende arealer var blitt ledet inn i fyllingen. Det ble så foretatt visse grunnundersøkelser. Undersøkelsene viste at grunnen bestod av leire med høyt isinnhold, sannsynligvis finnes det store iskiledannelser på området.

Fig. 11. Fundamentkonstruksjon for bad- og kafeteriabygg, merk nedsynkningen midtveis i nærmeste drager

Fig. 12. Vann gjennom fylling har forårsaket smelting i grunnen under sålen og derved synking av fundamentsøyle

Det var nødvendig å foreta forsterkninger av de deformerte fundamentpartiene samt sikring mot at vannlekkasje gjennom fyllingen ikke skulle gjentas. Fundamentforsterkningen ble utført ved installasjon av peler. For å hindre vann å trenge inn i fyllingen for fremtiden, ble det etablert en tetningsskjerm rundt bygningen. Kostnadene for ekstraarbeidene er anslått til ca. 2 mill. kr. Beløpet ville selvfølgelig vært langt høyere dersom byggearbeidene hadde fulgt den opprinnelige fremdriftsplanen slik at overbygningen hadde vært i gang når skadene ble oppdaget.

Problemene med dette bygget kunne vært unngått ved gjennomføring av grunnundersøkelser tidlig i prosjekteringsfasen. Den gang prosjekteringen ble utført var imidlertid mulighet

for å utføre grunnundersøkelser på Svalbard svært begrenset, i dag er situasjonen langt bedre. Undersøkelser ville avdekket de store isforekomstene i grunnen, og trolig resultert i en annen fundamenteringsløsning, kanskje peler. Den benyttede løsningen må anses som noe utsatt med isrik grunn like under fundamentnivå. Krypdeformasjoner eller regulær nedsynkning, som i dette tilfellet, kan inntreffe. Lokale svake partier i grunnen vil ha langt mindre innflytelse på bæreevnen til en pel. En annen løsning ville vært å installere kjølerør i tilbakefyllingen kombinert med registrering av temperaturutviklingen i grunnen. Kjølesystemet settes i gang dersom utviklingen ikke anses for tilfredsstillende.

ETTERBEREGNING AV STRIPEFUNDAMENTERINGEN FOR KRAFTSTASJONEN I SVEA VISER OPTIMAL DIMENSJONERING

Kraftstasjonen i Svea er fundamentert på samme måte som bad- og kafeteriabygget i Longyearbyen, det vil si stripefundamenter ca. 2.0 m under opprinnelig terreng. Tverrsnitt med fundamenteringsløsning fremgår av fig. 13.

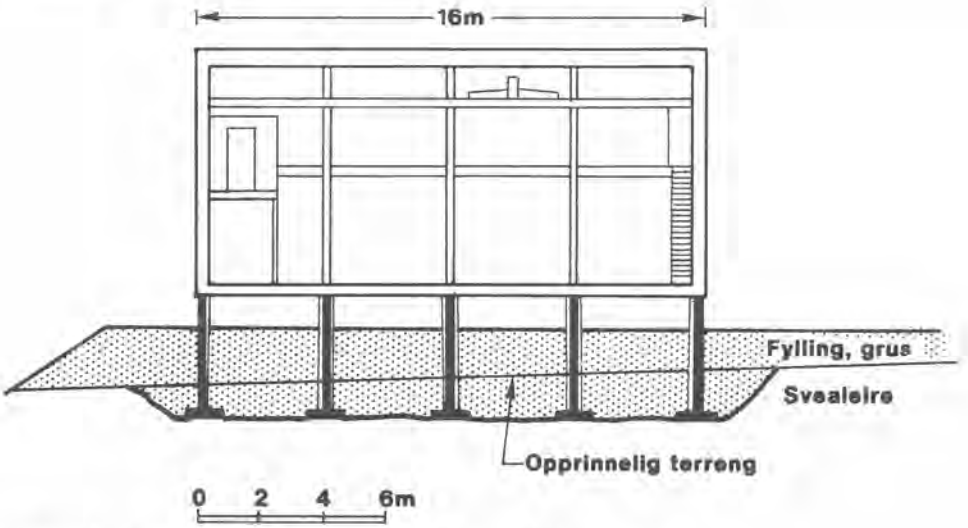


Fig. 13. Tverrsnitt kraftstasjon Svea. Sålefundamenter med tilbakefylling av grus

Bygget har en grunnflate på 23 x 16 m og høyde tilsvarende 3 etasjer. Største såletrykk er 70 kPa. Sålebredden er 1.6 m. Løsmassene består av Svealeire. Det er utført temperaturmålinger gjennom fyllmassene og ned i opprinnelig grunn midt under bygget. Det er derfor mulig, nå i ettertid, å vurdere om fundamenteringen tilfredsstiller de kriterier som er utarbeidet på grunnlag av laboratorieforsøkene på leiren. Målingene viser at temperaturen i fundamentnivå under bygget i gjennomsnitt ligger på ca. +4°C i en mild sommer. I diagrammet for "Tillatt last på Svea-leire", fig. 2, tilsvarer dette en "levetid" for bygget på 40-50 år. Således kan det konkluderes at denne fundamentløsningen har en optimal dimensjonering.

LAGERBYGG I SVEA FUNDAMENTERES DIREKTE PÅ GRUSFYLLING, PERMANENT NEDFROSSET VED HJELP AV VARMEPUMPE. METODEN ER TIDLIGERE IKKE ANVENDT PÅ PERMAFROST

I Svea vil det i høst bli igangsatt bygging av et varmt lagerbygg fundamentert direkte på gruspute, Instanes (5). Bygget har en bredde på ca. 20 m. Grunnen består av Svealeire, som omtalt tidligere i artikkelen. Opprettholdelsen av permafrostnivået vil skje ved hjelp av varmepumpe, slik at varme tas ut av grunnen via et system av rør beliggende i grusfyllingen, se fig. 14. Varmen avleveres innvendig i bygget og vil således bidra til oppvarmingen. På figuren er vist beregnede temperaturer i grunnen under visse ytre betingelser. Disse betingelser er +20°C innetemperatur, +10°C utetemperatur og +10°C i nivå med kjølerørene.

Som det fremgår av fig. 14 viser beregningseksempelet en betydelig nedkjøling til stor dybde. Vi er ikke kjent med hvilken kapasitet den prosjekterte varmepumpen har.

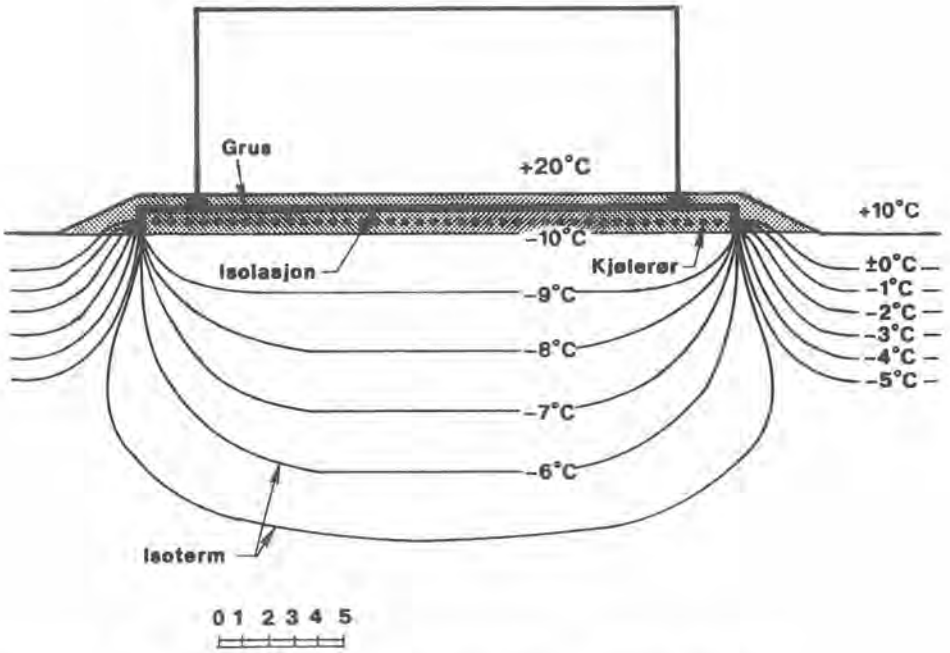


Fig. 14. Snitt gjennom lagerbygg Svea fundamentert på grusfylling med varmepumpekjøling

Bruk av fundamentering direkte på grusfylling er tidligere ikke benyttet på Svalbard. I Nord-Amerika og Sovjet er metoden anvendt i betydelig utstrekning. Varmepumpe er imidlertid ikke tidligere benyttet som nedkjølingssystem. Bygget i Svea er således det første i sitt slag på permafrost. Bygget vil bli instrumentert, og resultatene vil danne grunnlag for fremtidig prosjektering og dimensjonering.

Løsningen med fundamentering på grusfylling har flere fordeler og forventes å ville få stor anvendelse på Svalbard i tiden fremover. Metoden er estetisk sett å foretrekke fremfor bruk av hefteåpning mellom terreng og bygg. Også økonomisk vil fundamentering på grusfylling trolig kunne gi gevinster. Rent anleggsmessig må løsningen kunne betegnes som relativt enkel.

REFERANSER

1. Bakkehøi, S. (1982) Datainnsamling på permafroststasjonen i Svea, Svalbard. Frost i Jord nr. 24, Oslo.

2. Berg, J. (1975) Flyplassprosjektet på Svalbard. Frost i Jord nr. 15, Oslo,

3. Furuberg, T. og T.Johansen (1983) Svealeira sin mekaniske styrke. Rapport til NTNF. NTH, Trondheim. Ikke publisert.

4. Gregersen, O.S. (1980) Permafrost Engineering Research on Spitsbergen, Frost i Jord nr. 21, Oslo.

5. Instanes, B. (1986) Personlig kommunikasjon.

6. Noreide, T. (1986) Permafrost på Svalbard. Temperaturprofilet i strandsona. NBI, Oslo. Oppdragsrapport. Ikke publisert.

7. Sætersdal, R. (1977) Overslagsberegning av tykkelse på aktivt lag på Vest-Spitsbergen. Frost i Jord nr. 19, Oslo.

ERFARINGER FRA STOLLDRIFT PÅ SVALBARD
EXPERIENCES FROM TUNNELING ON SVALBARD

Sivilingeniør Lasse Sondbø,
Store Norske Spitsbergen Kulkompani Aktieselskap og

Sivilingeniør Alv Orheim
Den norske stats oljeselskap a.s

SAMMENDRAG

Store Norske Spitsbergen Kulkompani Aktieselskap har drevet kullgruvedrift kontinuerlig på Svalbard siden 1916. Man har møtt de samme problemene som er felles for alle kullgruver, nemlig ansamlinger av eksplosivt kullstøv og metangass. Til nylig har all gruvedrift foregått i permafrost-sonen. Metangass-konsentrasjonene har stort sett vært lave og man har unngått vanninnbrudd. Imidlertid har det tørre miljøet forårsaket økt produksjon av kullstøv.

SUMMARY

Store Norske Spitsbergen Kulkompani Ltd. has mined coal in the high arctic archepelago of Svalbard continuously since 1916. The principle technical problems of mining coal in the arctic are simular to those of other areas, namely accumulation of methangas and of explosive coal dust. Previously, all coal was mined in permafrost. This has two main advantages: no flooding and low methane concentration. However, the dry environment results in increased amounts of coal dust.

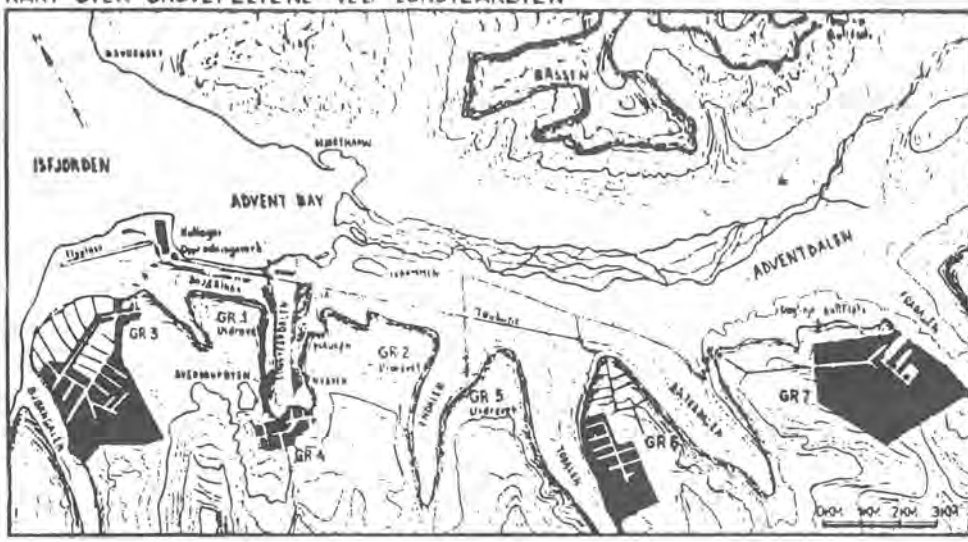
INNLEDNING

Store Norske Spitsbergen Kulkompani Aktieselskap (SNSK) ble stiftet i 1916 og har bortsett fra krigsårene 1941-45 drevet kontinuerlig kullproduksjon på Svalbard. SNSK bryter kull i to gruver ved Adventdalen nær Longyearbyen. I årene 1945-49 var også Sveagruven i drift. Her har man nå startet opp igjen med en kombinert produksjon- og oppfaringsdrift.

Samlet produksjonsrekord ble satt i 1985 med 507.000 tonn kull. Påviste kullreserver er for tiden anslått til 16 millioner tonn i Longyearbyen og 12.8 millioner tonn i Svea. Arbeidet med å påvise nye reserver pågår kontinuerlig. Området mellom Isfjorden og Van Mijenfjorden er i dag mest interessant for prospektering.

Kullene fra Longyearbyen og Svea har vist seg å ha meget god kvalitet med høy brennverdi og lavt innhold av svovel.

KART OVER GRUVEFELTENE VED LONGYEARBYEN



KART OVER SVEA

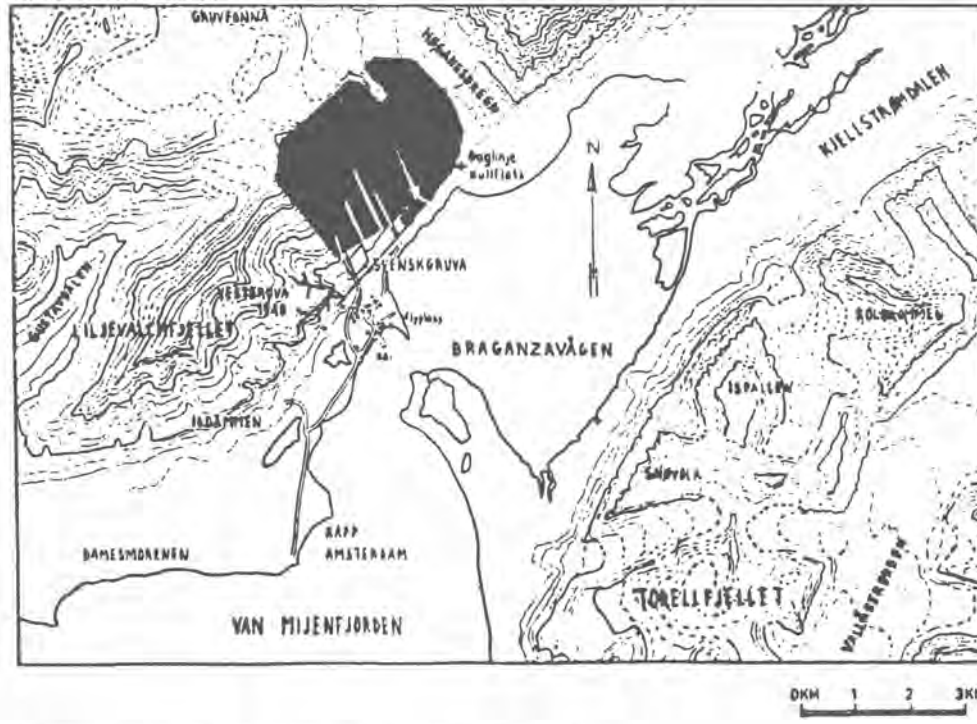


Fig. 1. Kullreserver med sort farge

Kullene er velegnet som direkte reduksjonsmiddel i ferrosilisium industrien. De brukes til koksframstilling og til energikull.

Selskapet har 750 ansatte som skal sørge for at det totale anlegg med gruvedrift og bysamfunn til en hver tid fungerer under polarforhold.

KLIMA

Gjennomsnittstemperaturen året gjennom er minus 6 grader målt ved flyplassen i Longyearbyen. Bakken er permanent frossen ned til et dyp på rundt 300 meter (erfaring fra gruvene). Dybden av permafrosten vil variere avhengig av topografi og overdekke.

Kun sommermånedene juli og august har gjennomsnittstemperatur over null grader. Dette medfører at det øverste jordlaget tiner. Tiningen vil skje ned til et dyp av 1-2 meter avhengig av lokale forhold.

Årlig nedbør er omlag 200 mm. Det meste av dette kommer i vinterhalvåret som snø.

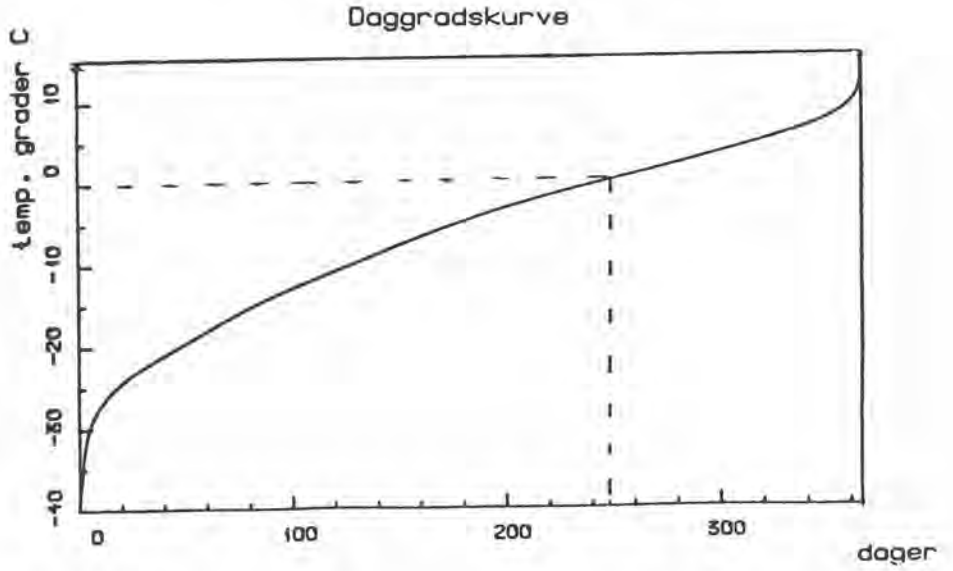


Fig.2 . Daggradskurve basert på døgnmiddeltemp. august 1975 - august 1980 målt på Svalbard lufthavn. Figuren viser at 246 dager på lufthavna har en gjennomsnittstemperatur på null grader eller lavere.

GEOLOGI

På Svalbard er bergarter fra alle geologiske tidsepoker representert. Flere typer malm er drevet ut, men bare kulldriften har så langt dannet grunnlag for bergverksvirksomhet over lengre tid.

Lag av kull forekommer i flere horisonter i den sedimentære lagpakke fra devon til tertiær. Den sentrale sedimentære lagpakken på Spitsbergen ligger i en regional depresjon hvor øvre paleozoiske, mesozoiske og kenozoiske lag ligger over det kaledonske metamorfe underlag.

Torvlag fra tidlig tertiær tid (paleocen) 60 millioner år tilbake danner grunnlaget for kullbrytning i Store Norskes gruver. I alt er fem kullag fra denne tidsepoken utviklet ved Longyearbyen. Generelt faller kullagene 3 grader mot syd-vest ved Longyeabyen og 8 grader mot sydvest ved Svea. Lokale folder, overskyvninger og forkastninger forekommer.

Kullmektighetene i de tre gruvene varierer fra maksimum 5.0 meter i Svea, til omlag 1.6 meter i Gruve 7 og omlag 0.8 meter i Gruve 3.

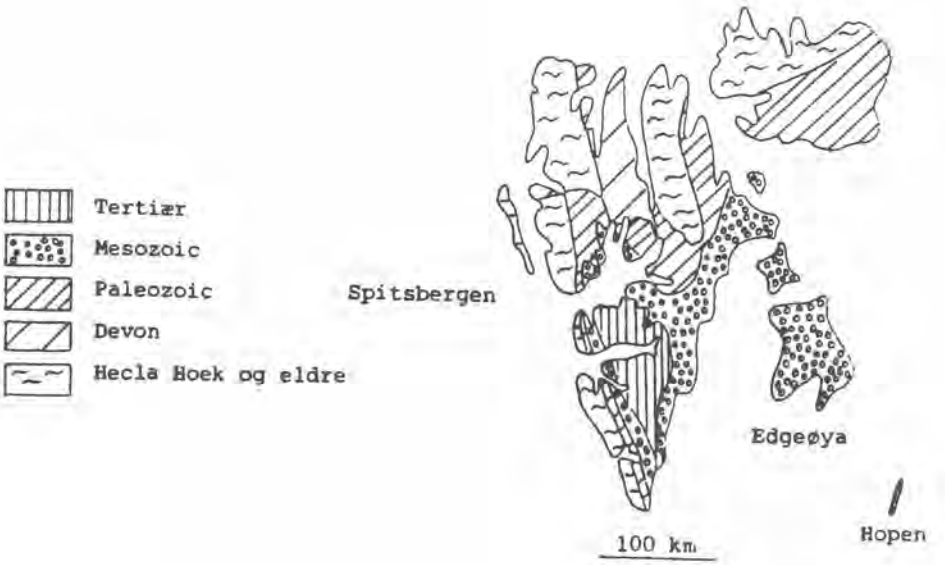


Fig. 3. Geologisk skisse over Svalbard.

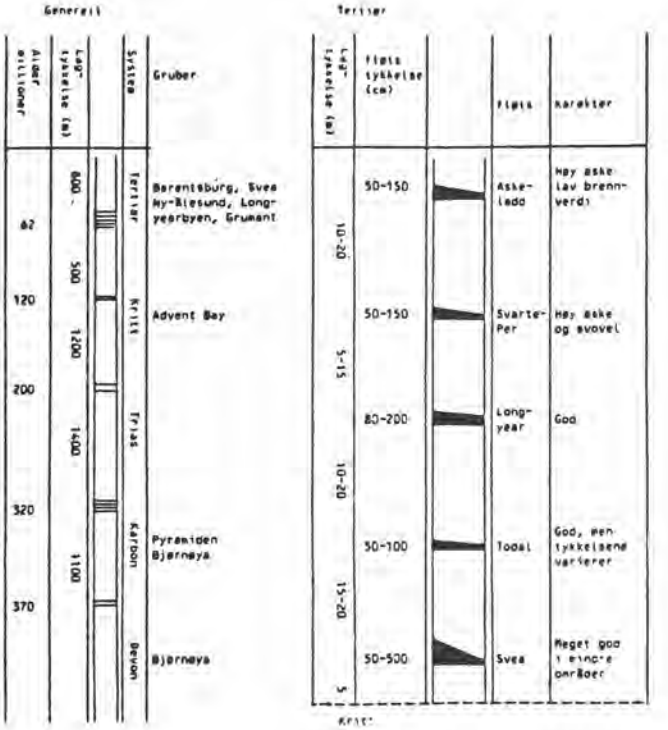


Fig. 4. Svalbards kullforekomster.

OPPFARING

Oppfaring er nødvendige åpningsarbeider for å få gruva i produksjon og betegner driving av både hovedstoller og tverrslag. Avhengig av kull-mektighet og lokale geologiske forhold foregår drivingen på forskjellige måter.

I Gruve 3 foregår drivingen på konvensjonelt vis. Først driver man en såkalt kullgeid i omlag 150 meters lengde ved faststuffsalver og skraping av kull til skinnegående vogner. Deretter strosses geiden ut til fullt stollprofil ved etterdriving i stein i liggen. Samtidig foregår heng- og sidepall-sikring og nye skinner blir lagt.

Steinpalldrivingen er de siste årene effektivisert med moderne to-boms hydrauliske, skinnegående rigger og moderne laste- og transportutstyr for stein fra Hagglund. Kulloppfaringseffekten er 2 meter pr. mann pr. skift (m/MS) og steinpall-effekten er 1-1.5 m/MS.

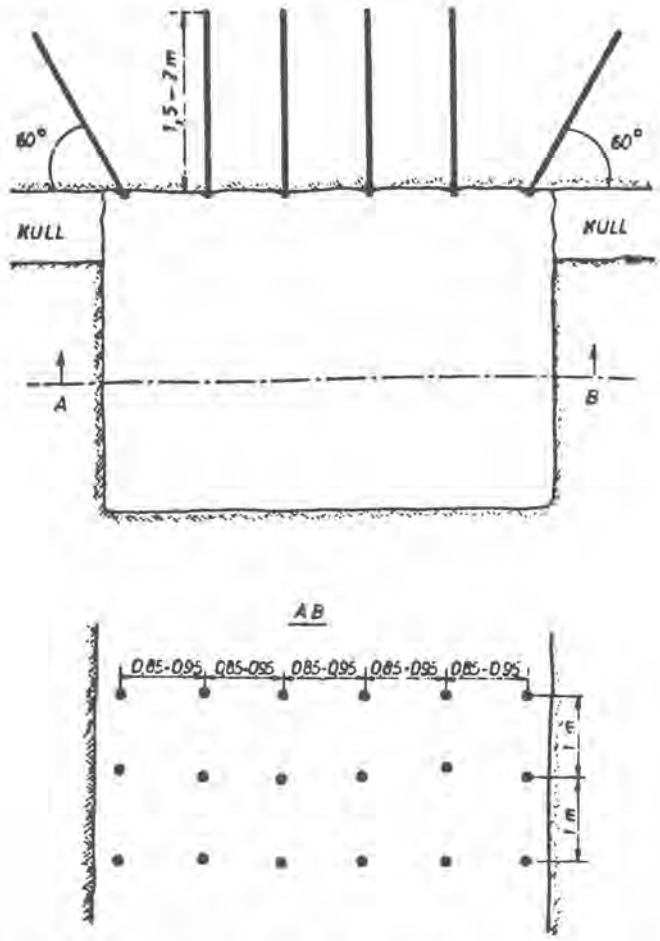


Fig. 5. Boltemønstrer ved 4.5 - 5 m stollbredde.

I Gruve 7 drives i dag med konvensjonell skrapedrift der områdene er karakterisert ved urolige geologiske forhold. I stedet for å skrape kullene på vogner som i Gruve 3, skrapes kullene direkte på beltetransportør.

Ved normale forhold drives oppfaringen i Gruve 7 med Continuous Miner. Denne maskinen kutter kullene uten noen form for sprengning. CM'en er beltegående og elektrisk drevet. Den er utstyrt med en hev- og senkbar bom med et påmontert sylinderformet, roterende kutthode med bredde lik maskinen (3.25 m). Med dette kutthodet freser/kutter maskinen seg inn i kullgangen. Maskinen laster samtidig de utbrudte kullene over på en shuttle-car, en elektrisk drevet "transport-bil". Shuttle-car'en frakter kullene til beltetransportør. Kulloppfaringseffekten med CM ligger på 18 m/MS.

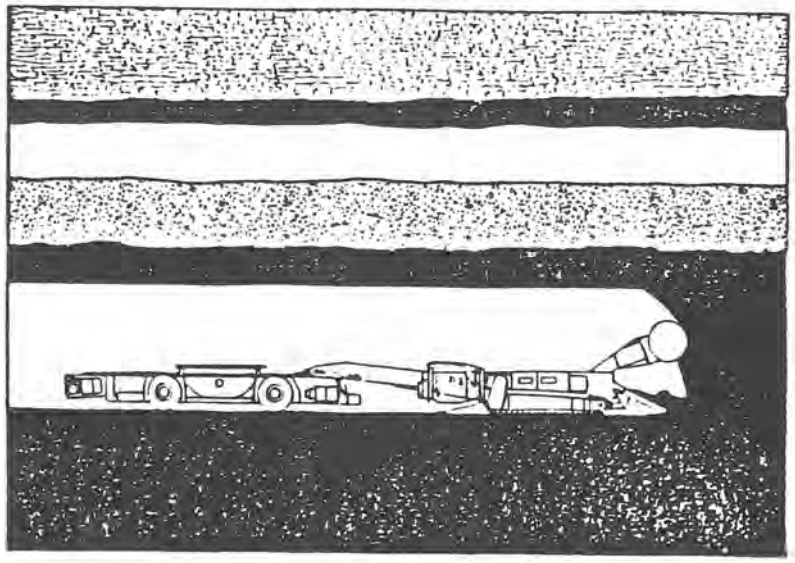


Fig. 6. Continuous Miner og shuttle-car

I Svea bruker man mekaniske helbrytningsmaskiner på belter etter samme prinsipp som i Gruve 7. Disse kalles Alphine Miner og skiller seg fra CM en ved at det kuleformede kutthode i tillegg til å være hev- og senkbart også kan svinges i sideretning.

AM'en legger kullene igjen bak maskinen. En last- og bær maskin på gummihjul samler kullene og frakter dem til belte-transportør.

Hengbolting utføres med en el/hydraulisk Atlas Copco heng-boltrigg basert på 5 fots Swellex hengbolter. Hovedstoller og beltestoller sprøytes med betong etter bolting.

Det er bestilt to stk. shuttle-car og to stk. Continiuous Miner til Svea for levering høsten 1986. Prinsippet for oppfaring i Svea vil deretter bli tilsvarende Gruve 7.

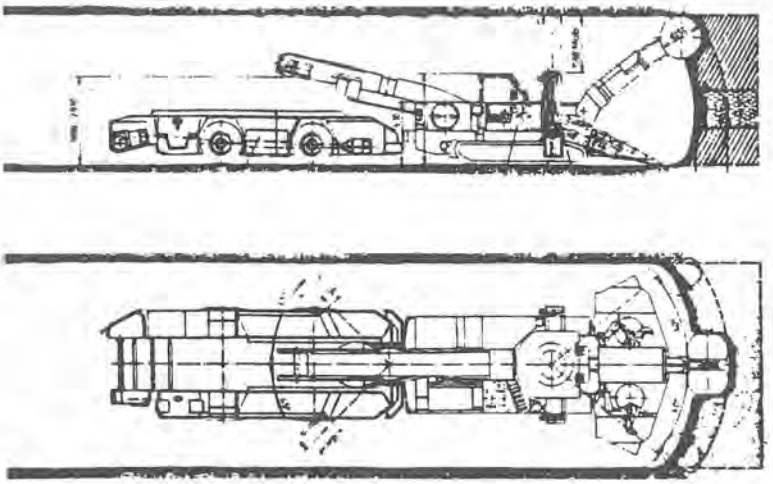


Fig. 7. Alpine Miner, her med shuttle car.

KULLGRUVER SPESIELT

Generelle problemer for alle kullgruver er metangass og faren for ansamlinger av eksplosivt kullstøv. Maskineri og utstyr må sikres spesielt mot gnister.

Metan er bundet i kullene som gass. Ved brytning blir mye av denne gassen frigjort. Gass-konsentrasjonene blir målt daglig over hele gruva. Spesielle krav stilles til ventilasjonen. Dersom metangass-konsentrasjonen blir målt høyere enn 1.0 %, blir arbeidet på driften innstillt.

Kullstøv blir regelmessig samlet og fjernet. Steinstøv (kalk) blir spredd i hele stollprofilet for å hindre en kullstøv-eksplosjon i å utvikle seg. Prøver av steinstøv/ kullstøv blandingen blir tatt regelmessig og sendt til analyse. Kravet fra Arbeidstilsynet er at minst 80 vekt-prosent av prøven skal inneholde ubrennbart materiale.

Steinstøv-barrierer blir hengt opp i alle tverrslag og hovedstoller for å stanse en eksplosjon.

Gruvedriften i Longyearbyen kan sies å ha vært relativt enkel da kullfløtsene ligger over havet og har sine utgående i dalsidene. Ventilasjonen blir forenklet, og sjaktanlegg har ikke vært nødvendig.

PERMAFROST

Det spesielle ved gruvedrift i polarstrøk er at man møter permafrost. Alle Store Norskes gruver drives i dag både i og under permafrosten. Mot dagen går stollene i permafrost, men ved en overdekning på 300-350 meter begynner fritt vann å vise seg på sidepallene. Systematiske målinger av temperaturen i sidefjellet har ikke blitt gjort.

Undersøkelsesboringer etter kull har startet fra dagen i permafrost. Man har hatt retur av spylevæsken til et bestemt bordyp som kan samsvare med antatt dybde av permafrosten. Denne dybden kan variere fra rundt ett hundre til tre hundre meters dyp. Under dette dypet har vannet brått blitt borte og hullet er tørt. At hullet er tørt, merkes ved at borkrona går "rett til bånn" etter kjerneopptak.

Man antar at bergarten er nær tett i permafrostsonen da eventuelle sprekker og stikk i stor grad vil være fylt med is. Under permafrosten vil, som normalt, sprekkene stå åpne over grunnvannspeilet, og vannfylte under grunnvannspeilet. Når borhullene er tørre, tolkes dette som at grunnvannspeilet ikke er er nådd. Grunnvannspeilet kan trolig i mange tilfeller ligge noe lavere enn permafrost-sonen.

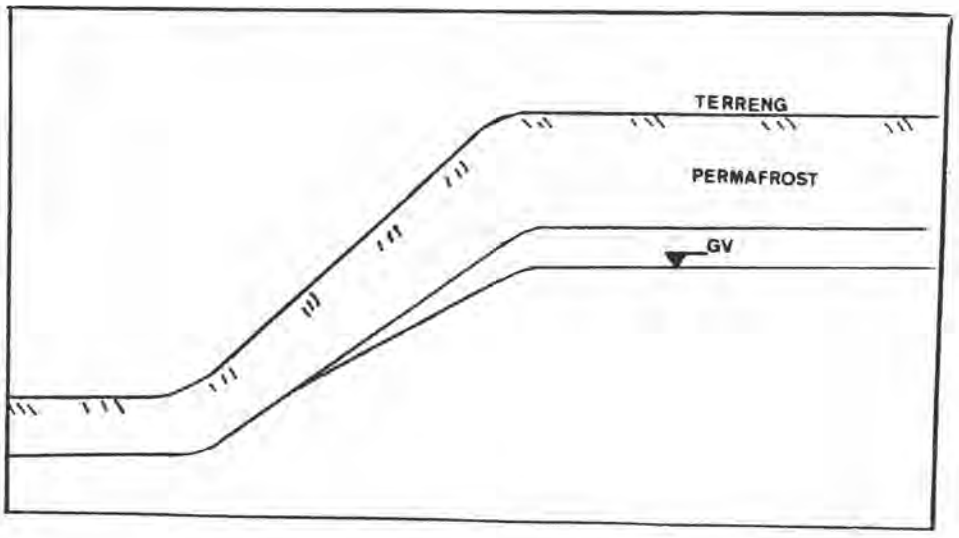


Fig. 8. Dalside med permafrost og grunnvannspeil skissert.

DRIFT I PERMAFROST-SONEN

Alt vann er frossent og gruva karakteriseres som tørr. Uten spesielle tiltak for å pumpe ut vann, har det vært mulig å drive kullproduksjon på lave kullmektigheter ned mot 50 cm høyde. Slike lave strossehøyder kombinert med kaldt vann ville medført håpløse arbeidsforhold med stort sykefravær til følge.

At gruva er tørr, har den følge at drift lager tørt, eksplosivt kullstøv. Ved konvensjonell drift og sprenging av kullene, har man ikke hatt behov for vann til støvdempning. Ved høymekanisert drift og mekanisk bryting av kullene, har også støvproduksjonen økt. Vann er derfor tatt i bruk for å æmpe støvet som utvikles fra CM og mekanisert strosse.

Fra dagåpningen gjennom permafrostsonen, er det i Gruve 7 montert dobbel, 2 tommers vannledning. Dette muliggjør resirkulasjon av vannet ved drifts-stopp. Enkel vannledning blåses ren med trykkluft.

Når bergarten er tett, vil man kun få frigjort den gassen som finnes i selve kullfløtsen. Som en tommelregel regner man at 1 kubikk-meter metangass blir frigjort pr. tonn kull som brytes. I andre kullgruver regner man 3-4 kubikkmeter metangass frigjort pr. tonn brutte kull. Mye av gassen forblir altså bundet i kullene ved produksjon i permafrost-sonen.

DRIFT UNDER PERMAFROSTEN

Man har ved stolldriving under permafrostsonen støtt på et betydelig antall sprekker som er gassførende. Spesielt ved lavtrykk etter et foregående høytrykk kan man fra disse sprekkene måle relativt store gasskonsentrasjoner. Det er naturlig å tenke seg at sprekkene står i forbindelse med overliggende og underliggende kullfløtser.

Man må med andre ord regne med å ventilere ut både mer frigjort gass fra den fløtsen man driver i, og i tillegg gass fra over-og underliggende fløtser med et kommuniserende sprekkesystem.

Man har flere indikasjoner på at permafrost-sonen virker som et tett lag ikke bare for vann men også for gass. Ved en forsøksboring med et retningskontrollert diamantborhull startet man boringen under permafrost-sonen og boret oppover. Etter en tids boring ble det registrert 5% metan ved hullåpningen. Boringene fortsatte ti meter til hvoretter effekten sank på grunn av isdannelse i borhullet. Permafrost-sonen var nådd.

Permafrosten kan trolig fungere som tak-bergart for gass (og olje?). I underkant av sonen kan men derfor få akkumulert større gass-konsentrasjoner. Dette tilsier at man like under permafrosten bør være spesielt på vakt mot metangass.

Vannlekkasjen inn til en pumpesynk i Gruve 3 ligger på jevnt 50 kubikkmeter i timen. Vannet pumpes ut gjennom sonen med permafrost i en 10 tommers vannledning. Varmekabel er lagt under vannledningen. I den tildels svært kjølige ventilasjonsluften med vindhastighet ca 3.0 meter pr. sek. er nødvendig effekt på varmekabelen 30 watt pr. meter.

I Svea er ikke varmekabel nødvendig da ventilasjonsluften blir forvarmet til +4 grader (termostatstyrt) ved hjelp av to olje-brennere. I Svea ligger den helt overveiende del av produksjonen under permafrosten. I de andre gruvene med lang faringsvei gjennom permafrost-sonen, vil forvarming av lufta være lite gunstig. Økt frostsprengning kan bli resultatet.

Økt rashyppighet om sommeren kommer sannsynligvis ikke bare av frostsprengning. Isen virker trolig stabiliserende på fjellet. Ventilasjonsluften tiner isen som binder, og blokker kan rase ut. Utrasninger fra sidepallene forekommer langt oftere på sommeren med lufttemperaturer over frysepunktet.

I Gruve 7 og Svea, hvor transporten foregår på gummihjul, blir liggen på sommertid bløt og sølete. I Gruve 3 med skinnegående transport, merkes disse problemene i mindre grad.

I Gruve 7 har man på sommerstid hatt vanninnbrudd etter en definert knusningssone. Gruvedriften foregår her under en isbre. Det er overflate-vann, muligens magasinert i sprekker i breen, som trenger seg inn i gruva.

ARBEID FRAMOVER

Mye tyder på at vesentlig mer av gruvedriften i årene framover vil bevege seg inn i sonen under permafrosten. Man vil i større grad også drive under isbreer. Ved rasbrytning under slike forhold vil man antagelig bli mer heftet med vanninnbrudd enn det man er vant til i dag.

For å få en bedre oversikt over hvilke problemer man kan vente seg, er det aktuellt å starte målinger av temperaturer i isbreene og i fjellet like under disse. Likeledes kan det bli aktuellt å starte vanntrykks-målinger, i første omgang i Svea.

KONKLUSJON

SNSK a/s har 70 års erfaring i stolldrift i permafrost. Erfaringen tilsier at problemer ved driving i permafrost lar seg løse. På mange måter er driving i permafrost en fordel. Mye metangass forblir bundet i kullene, man har ikke

problemer mer vann, og isen stabiliserer fjellet med hensyn på blokkfall fra heng og sidepall. Ved høymekanisert drift vil man imidlertid, i det tørre miljøet, få økt produksjon av eksplosivt kullstøv.

Under permafrosten vil man møte de samme problemene som all annen kullgruvedrift. I sonen like under permafrosten kan man få økte gasskonsentrasjoner da permafrosten ser ut til å kunne virke som takbergart for gass.

DAM RIEPPEJAVRI, TROMS - DAMFUNDAMENT MED PERMAFROST.

DAM RIEPPEJAVRI, TROMS - DAM FOUNDATION WITH PERMAFROST.

Sivilingeniør Ivar Torblaa, Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

Dam Rieppejavri er en steinfyllingsdam som ble bygget i 1976 til 78. Den danner hovedmagasinet for Skibotn Kraftverk, Troms Kraftforsyning.

Damfundamentet består av sterkt oppsprukket fjell, hvor sleppene delvis er fylt med sand og silt. Under byggingen ble det klart på høstparten at 240 m av det 980 m lange kjernefundamentet var frosset i en dybdesone på 4 til 11 m. Den frosne sonen ble tint i løpet av en vinter ved hjelp av varmekabler som ble installert i 10 m dype hull.

SUMMARY

Dam Rieppejavri was constructed in 1976 to 78 as a rock and earthfill dam. It is situated in the northern part of Norway, 470 m above sea level.

The dam foundation consists of heavily jointed rock, with joints partly filled with fluvial materials. During construction it as revield in autumn that 240 m of the 980 m long core foundation was frozen in a zone between 4 and 11 m depth. The frozen part of the core foundation was thawed during one winter season by electrical heating cables installed in 10 m deep holes.

INNLEDNING

Dammens hoveddata:

Maximal høyde	:	27 m
Lengde	:	980 m
Volum	:	310.000 m3
Naturlig vannstand		469,5 m
HRV	:	486 m
DFV	:	487,5 m
LRV	:	445 m

Tilhører	:	Skibotn Kraftverk, Troms Kraftforsyning
Installasjon	:	72 i ett aggregat H = 445 m
Utført	:	1976 - 1978, Høyer-Ellefsen A/S
Rådgivende ingeniør:		Ingeniør A. B. Berdal A/S

Allerede under markundersøkelsene ble det registrert at fjellet i damfundamentet var dårligere enn vanlig etter norske forhold. I anbudet ble det blant annet regnet med å fjerne forholdsvis mye forvitret fjell fra kjernefundamentet. Ekstra tiltak i forbindelse med injeksjon, drenasje og lekkasjemålinger ble også forutsett. Etter hvert som damfotarbeidene skred frem, ble det imidlertid klart at fjellforholdene var verre enn antatt.

I det følgende omtales de uvanlige forholdene nærmere. Spesiell vekt legges på problemene med permafrost i kjernefundamentet, og hvorledes de ble ivaretatt.

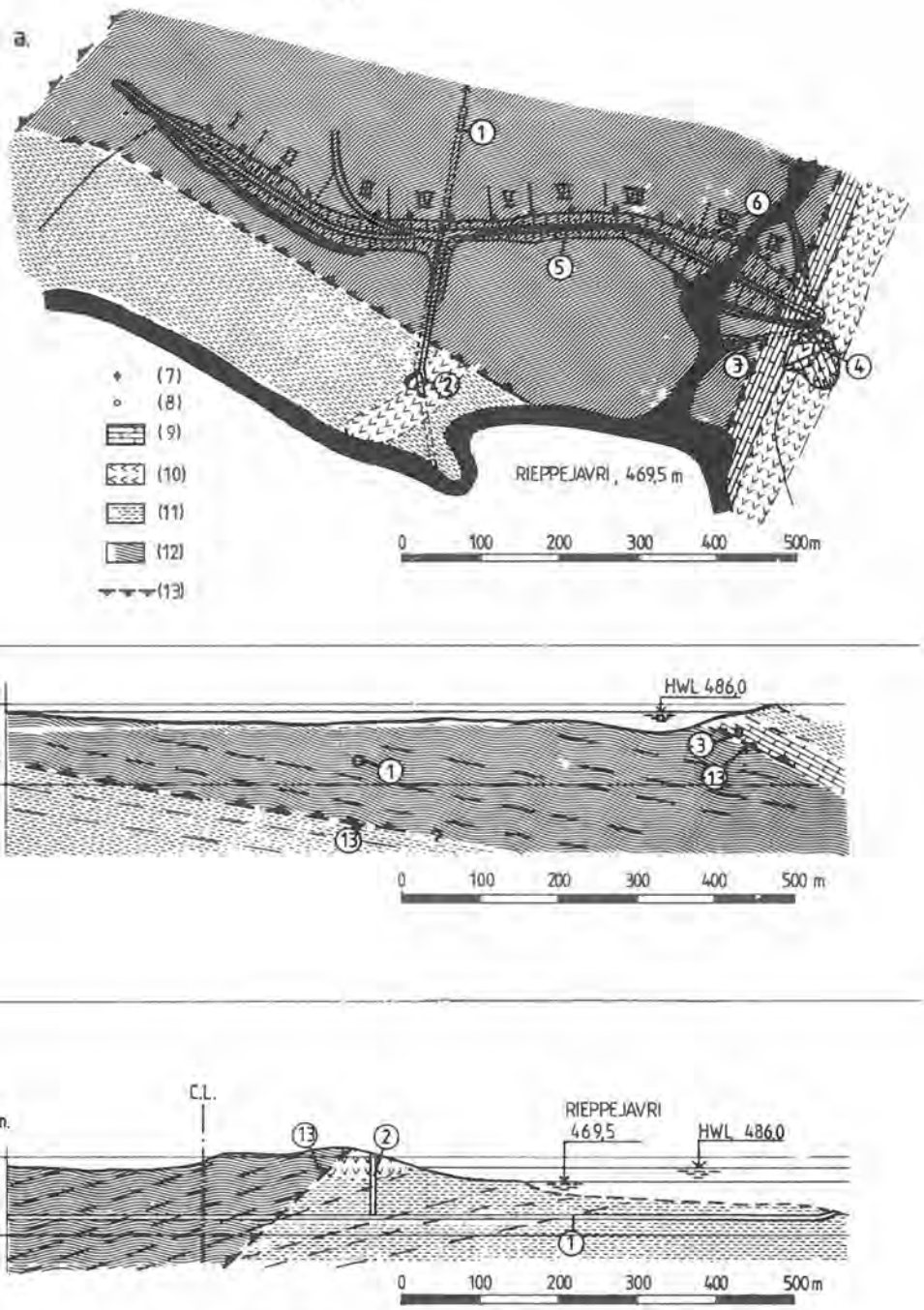


Fig. 1 Plan og snitt av dam Rieppejavri
Romerske tall angir 9 områder for atskilte lekkasjemålinger.
(Fortsettes følgende side).

(1) Driftstunnel, F = 18 m2
(2) Luke
(3) Omløpstunnel
(4) Flomløp
(5) Kjernefundament med permafrost
(6) Vannstandsrør
(7) Vannstandsrør
(8) Drenasjebrønner
(9) Marmor
(10) Amfibolskifer
(11) Gneis
(12) Mylonitisert kvartsskifer
(13) Skyvesoner

STERKT OPPSPRUKKET DAMFUNDAMENT

Ved damfotarbeidene i den første byggesesongen 1976, ble det konstatert at overflatesprekkene ikke avtok med dybden. Dette ble ytterligere bekreftet i omløpstunnelen. Her ble det funnet 20 - 50 mm vide, horisontale sprekker, delvis fylt med sand og silt. De lå ca. 10 m under overflaten og hadde lengder på over 100 m.

Analyse av sleppematerialet ble utført ved Institutt for Geologi, NTH, som konkluderte med at det er av fluvial opprinnelse. Det kan muligens forklares ved en åpning av sprekkene under den siste istid, kombinert med en gjennomstrømming av sedimentførende vann.

SIKRINGSMESSIGE TILTAK

De delvis fylte og gjennomsettende sprekkene ville kunne forårsake store lekkasjer, som ville kunne øke ved erosjon i sleppematerialet. Det ble besluttet å utføre en omhyggelig injeksjon, samtidig som dammen ble utført for å tåle forholdsvis store lekkasjer.

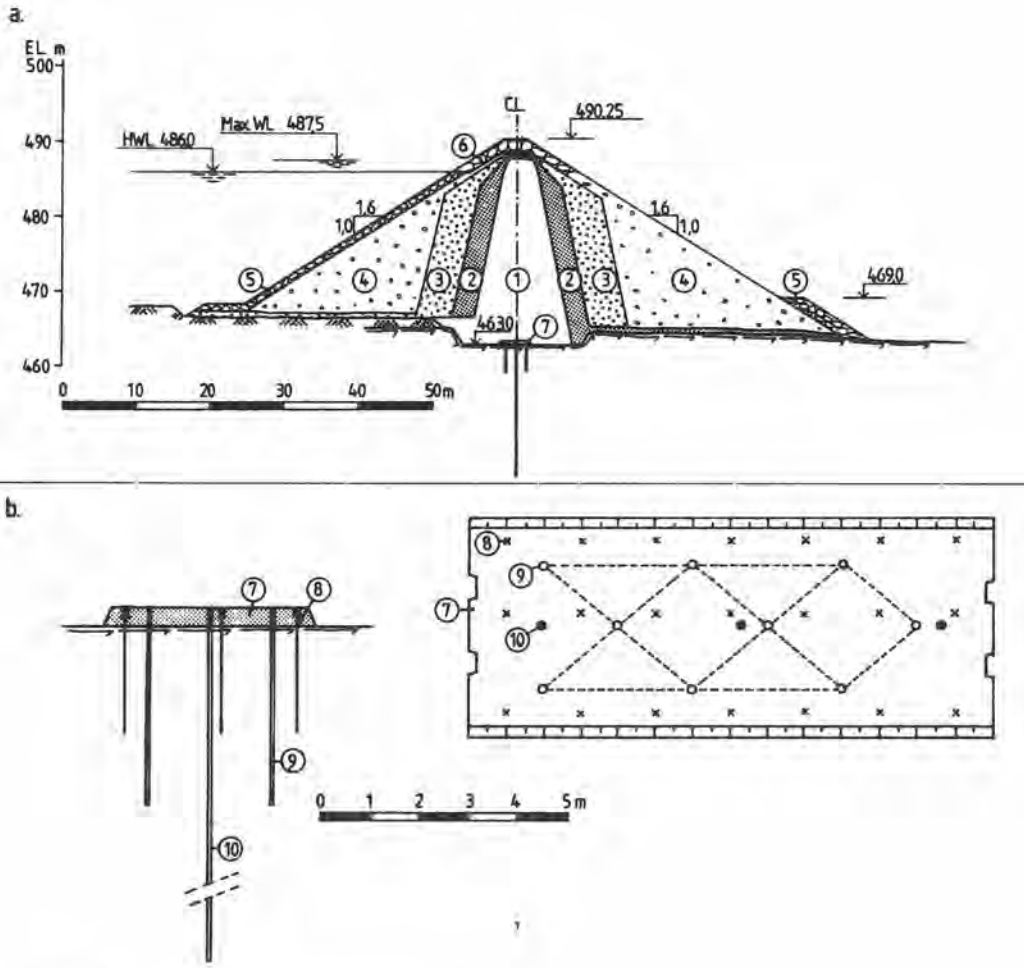


Fig. 2.

a) Typisk damtverrsnitt

(1)	Morene	70.000 m3
(2)	Grus	50.000 m3
(3)-(6)	Sprengstein	190.000 m3
Totalt		310.000 m3

b) Snitt og plan av betongplate i kjernefundament

(7) Betongplate
(8) Fjellbolter, Ø 25 mm
(9) Primære borhull for spyling og injeksjon
(10) Sekundære borhull for lekkasjemåling og injeksjon

For å oppnå en effektiv tetting med injeksjon, ble det seksjonsvis utført en grundig spyling imellom borhullene. I de dårligste partiene, tilsammen 500 m, ble det støpt en forankret betongplate, 4,5 m bred og 0,5 m tykk. Fig. 2 viser tverrsnitt av dammen og detalj av betongplaten med bolter og injeksjonshull.

For å redusere mulighetene for lekkasje ytterligere, ble følgende tiltak utført:

- Områder med gjennomgående åpne slepper ble støpt ut med forankret betong som ble kontaktinjisert.

- Fjelloverflaten under nedstrøms støttefylling ble dekket med filtergrus for å redusere erosjon i sprekker.

- Omløpstunnelen oppstrøms tappeluken ble tettet ved sprøytebetong i heng og sider, og betongutstøpning i sålen.

PERMAFROST I KJERNEFUNDAMENTET

Ved vannlekkasjemålinger i kjernefundamentet ble det i annen byggesesong 1977, registrert tett fjell i de sentrale områder av dammen. Det ble imidlertid snart konstatert at dette skyldtes frost i fjellet. Målinger på høstparten viste temperaturer under 0° C i en dybdesone 4 - 11 m over 240 m lengde av kjernefundamentet.

TINING AV PERMAFROST

Grunnet det generelt dårlige fjellfundamentet, ble det bestemt at den samme grundige spyle- og injeksjonsprosedyren skulle gjennomføres også i delen med permafrost. Dette krevet en tining, som på grunn av tidspress, måtte utføres i løpet av en vintersesong.

Det ble valgt å satse på elektriske varmekabler montert i 10 m dype hull. Tilsammen ble det boret 80 hull, diameter 65 mm, 3 m avstand i en rekke. I hvert hull ble en 28 m lang varmekabel viklet rundt 7 m lengde av et 10 m langt stålrør, diameter 16 mm. For å redusere varmetapet og hindre snøsmelting, ble fjelloverflaten isolert med vintermatter. Tiningen ble fulgt opp ved å måle temperaturen i 20 målepunkter. Målepunktene var installert i 5 ekstra borhull, slik at temperaturen kunne følges i varierende dybde og avstand fra varmekablene.

Det skal nevnes at vi rådførte oss med overingeniør Reidar Sætersdal ved Veglaboratoriet, for å komme frem til det beskrevne opplegg.

Fig. 3 viser en måleseksjon og temperaturutviklingen. Tiningen startet i begynnelsen av november, med 125 W/hull, hvilket tilsvarer et totalforbruk på 10 kW. I midten av februar ble effekten økt til 500 W/hull, det vil si 40 kW totalt. Den følgende sommer kunne spyleinjeksjonsprosedyren gjennomføres i et fjellfundament som var fritt for frost, og som viste store lekkasjer.

Tinekostnadene utgjorde i 1978/79 totalt 250.000 kr, det vil si litt over 1.000 kr pr. meter damfundament og var fordelt således:

Borhull	kr	36.000
Varmekabler inklusive installasjon	"	80.000
Isolasjon	"	35.000
Elektrisk kraft, 80.000 kWh à 0,15 kr	"	12.000
Tilrigging og nedrigging	"	87.000
Sum	kr	250.000

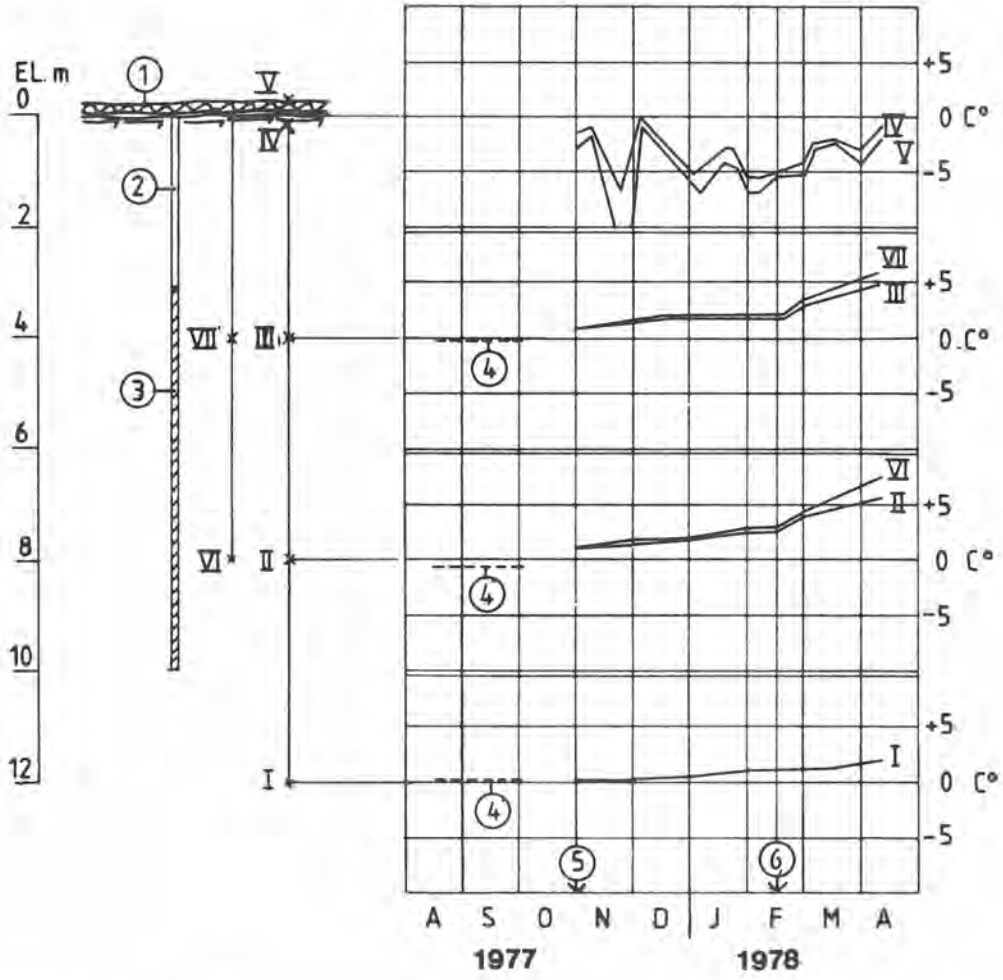


Fig. 3 Snitt av tinearrangement med temperaturmålere og presentasjon av temperaturutviklingen.

(1) 120 mm glassvatt, dekket med plastfolie
(2) Borhull, Ø 65 mm
(3) Varmekabel, effekt 125 W eller 500 W
(4) Temperatur før varmen ble satt på
(5) Tiningen startet med 125 W/hull
(6) Effekten økte til 500 W/hull
(x) Romerske tall angir termoelementer for temperatur-registrering.

DRIFTSERFARINGER

Magasinet ble fylt i september 1979. Lekkasjen måles i 9 seksjoner. Hittil har lekkasjen vært liten, med totalt ca. 1 l/s for hele dammen.

REFERANSER

Torblaa, I.: "Dam Rieppejavri - an Embankment Dam Founded on a Heavily Jointed and Partly Frozen Rock". ICOLD, Rio 1982, Q 53, R 23.

FORMANNENS 10 MINUTTER

Formannen informerer fra foreningens drift og viktige saker som har vært til behandling siden forrige årsmøte. Samtidig vil det bli gitt en orientering fra årsmøtet torsdag 20. november 1986.

DATAMASKINEN, ET REDSKAP FOR NORSKE INGENIØRGEOLOGER?

THE COMPUTER, A VALUABLE TOOL FOR THE NORWEGIAN GEOLOGICAL ENGINEERS?

Sivilingeniør Ola Kristian Fjeld, SINTEF Avd. for bergteknikk
Sivilingeniør Tor Harald Hanssen, SINTEF Avd. for bergteknikk

SAMMENDRAG

Et ad hoc utvalg ble nedsatt av Norsk Bergmekanikkgruppe for å undersøke bruken av edb innen ingeniørgeologi/bergmekanikk. Responsen fra en spørreundersøkelse i det norske miljøet var meget liten. Utvalget har funnet flere nyttige kilder for informasjon utenfor Norge. Spesielt er USA aktive innen utvikling av programvare. Utvalget kommenterer endel fagområder hvor edb kan dekke morgendagens behov for analyser og presentasjon av resultater.

SUMMARY

An ad hoc commity, established by the Norwegian National Group of ISRM, made an inquiery on the use of computer technology within engineering geology and rock mechanics. The respons was very low. The commity has found a number of usefull sources of information abroad. USA is found to be very active on development of software. An attemt to glance into the future is made. Certain areaes should be further developed to coup with tomorrows demands for analyses and presentation of results.

INNLEDNING

Norsk Bergmekanikkgruppe's generalforsamling i 1985 nedsatte et ad hoc utvalg, "Utvalg for datamaskinprogram" bestående av artikkelforfatterne. Mandatet til utvalget var å undersøke hva som fantes av programvare innen fagfeltet ingeniørgeologi og bergmekanikk som var tilgjengelig i Norge og hvor informasjon om programvare er å finne. Resultatet av undersøkelsen skulle rapporteres under Bergmekanikkdagen 1986.

UTVALGETS ARBEID

Utvalget har arbeidet med å skaffe opplysninger om programvare som er tilgjengelig på det norske og internasjonale markedet. I denne forbindelse er det sendt rundt et spørreskjema til alle registrerte deltakere på Fjellsprengningskonferansen og Bergmekanikkdagen 1985, totalt ca. 700 personer, mens bare 15 svar (2%) ble mottatt. Svarprosenten er så liten at det er vanskelig å danne seg noe bilde av hva som rører seg i det norske markedet. Skulle noen føle seg forbigått i dette foredraget kan det skyldes at de ikke har svart på utvalgets forespørsel.

Undersøkelsen var todelt. Del en ønsket å få vite hva som finnes av programvare innen fagfeltet, mens del to spurte om programvarebehov.

De mottatte svarene viser at det hovedsaklig finnes enklere programvare for stabilitetsvurderinger og lett geofysikk. Videre arbeides det med noen større program innen spregningsteknikk, og enkelte databaser er opprettet.De fleste ønsket program for innsamling av data i felt og bearbeiding av disse i f.eks. stereogram. Behovet for programvare innen stabilitetsvurdering av fjellanlegg, endelig elementprogram for spenninger og strømning ble også registrert.

Utvalget har valgt ikke å gi ut svarene her, de kan fås ved henvendelse til sekretæren i Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG).

Av disse svarene, eller rettere mangel på svar, kan mulige tolkninger være:

1. Uinteressert i utvalgets arbeid.
2. Vil holde eventuell informasjon for seg selv. (konkurransefortrinn).
3. Vil ikke vise sin uvitenhet.
4. Dårlig utformet spørreskjema

Mangelen på svar skal ikke debatteres, bare konstateres ! Utvalget ble derfor tvunget til å lete etter utenlandske programvareprodusenter. Av praktiske hensyn har vi avgrenset undersøkelsen til den engelsk språklige delen av vesten, selv om vi er klar over at det produseres mye bra programvare i andre deler av verden.

PROGRAMVARE FOR MIKRODATAMASKINER

Med den store utbredelsen såkalte mikromaskiner har fått idag, har utvalget valgt å se nærmere på programvare for denne type maskiner.

Mikromaskiner er små, selvstendige og rimelige datamaskiner. Inntil for kort tid siden var disse enbrukermaskiner for bruk på den enkeltes kontor og i felt. Ved bruk av modem kan det opprettes forbindelse med vertsmaskin verden over. Stadig mer avanserte maskiner introduseres, og de kan knyttes sammen i nettverk for bruk av felles periferienheter.

Idag leveres datamaskiner og utstyr til disse fra over 1000 produsenter. Programvare finnes fra over 10.000 produsenter som leverer over 100.000 forskjellige program. Programmene varierer i pris, fra de som er gratis til de store programmer som koster langt over 100.000 kr.

Det kan med en gang slås fast at det finnes en mengde program på det internasjonale markedet som kan anvendes innen ingeniør-geologi. Antallet er så stort at utvalget ikke har hatt noen mulighet for å teste programmene. Vi har derfor valgt å oppgi endel referanser som den enkelte selv kan kontakte for nærmere informasjon.

HVORDAN LETE ETTER PROGRAMVARE

En måte å skaffe informasjon om både programvare og datamaskiner er gjennom brukergrupper som finnes i mange byer. Ofte er disse organisert omkring en spesiell datamaskintype. Interesserte kan med stor nytte ta kontakt med maskinforhandlere og få nærmere informasjon. Ulempen er imidlertid at disse gruppene ikke har noen spesiell viten om geologisk programvare.

På internasjonal basis derimot finnes det flere organisasjoner som har egne grupper for geologisk programvare, eller er fullt beskjeftiget med dette emnet.

Utvalget har funnet tre meget interessante foreninger som kan være kilder for nyttig informasjon.

1) International Association of Mathematical Geologists(IAMG)
2) American Association of Petroleum Geologists (AAPG)
3) Computer Oriented Geological Society (COGS).

samt noen tidsskrift:

a) Computers & Geosciences
b) Geobyte
c) Geotimes

Kriteriene for å velge ut disse tre tidsskriftene har vært et ønske om å finne et magasin som fokuserer på geofag og hvordan programvare kan tilpasses geologiske problem. Tidsskrifter som

fokuserer på maskinkomponenter, kBytes o.l. har ikke passert nåløyet.

For folk flest vil disse foreningene være nye og ukjente. Det kan derfor være på sin plass med en kort omtale. AAPG Computer Applications Committee har vært aktiv i mange år og gått i spissen for bruk av både mini- og mikromaskiner. De har organisert både møter, arbeidsammenkomster og utgitt sin "Bulletin" samt et nyhetsblad (Explorer). Høsten 1985 startet AAPG utgivelsen av bladet GEOBYTE som er spesielt dedisert for program i forbindelse med leting og utvinning av olje/gass. Imidlertid inneholder bladet endel nyttig informasjon angående geoteknisk programvare, og en god del annonser over tilsvarende programvare.

IAMG drives fra Kansas Geological Survey. Tidsskriftet Computers & Geosciences, fra IAMG, kommer med flere nummer i året. Bladet er lettlest og inneholder ofte programlistinger for hvordan geologiske problem kan løses med datamaskiner. Computers & Geosciences er et typisk fagtidsskrift som fokuserer på geovitenskapene og ikke så mye på kBytes,Ram,Rom osv..

COGS er en organisasjon som oppmuntrer til bruk av mikromaskiner innen alle grener av anvendt og teoretisk geologi. COGS har undergrupper for flere disipliner, deriblant en for geoteknisk interesserte medlemmer. Denne er ikke av de største, men likevel aktiv. Organisasjonen er i første rekke ment som et forum hvor informasjon kan utveksles. Dette kan være både programvare og brukererfaringer. Et av siktemålene er at kontakter kan knyttes gjennom det månedlige "Newsletter . Dessuten har COGS startet det kvartalsvise tidsskriftet "COGS COMPUTER CONTRIBUTIONS" som inneholder artikler og program av interesse. Som en siste krone på verket utgir COGS medlemmenes egne program for selvkost (US$ 10-20 for diskett med program) og en egen katalog "Geology Programs for Microcomputers".

Medlemskap i en eller flere av disse organisasjonene, samt abonnement på tidsskrift kan betegnes som et nødvendig onde for å holde seg løpende orientert om utviklingen. Utvalget har forsøkt å velge tidsskrift på en slik måte at "smerten" blir minst mulig.

Ønsker man samlet informasjon om tilgjengelig programvare bør man skaffe seg tilgang til en eller flere av de mange katalogene som lister opp programvare,produsent og pris.

I katalogene, gjengitt under Adresser, finnes det meste av det som for tiden er tilgjengelig programvare for mikromaskiner. Tilsammen inneholder disse 5 katalogene informasjon om mer enn 1000 forskjellige programpakker fra mer enn 300 programleverandører.

I USA holdes det årlig flere konferanser innen bruk av mikromaskiner i geovitenskapene. GEOTECH holdes årvisst og alternerer mellom Houston og Denver. Dessuten er det en rekke årlige internasjonale spesialistmøter som for eksempel anvendelse av grenseelementmetoder (BEM), endelig elementmetoder (FEM) og så videre. De forskjellige programleverandører holder også egne kurs for å lære og markedsføre sine produkter.

DAGENS BRUK AV MIKROMASKINER

Mange undersøkelser har vært foretatt for å undersøke marked, programvare og bruk av mikromaskiner. Desemberutgaven av AAPG EXPLORER refererer svarene fra en undersøkelse foretatt i løpet av 1984 på følgende måte. Spørsmålene ble tilfeldig sendt til omlag 2.000 oljerelaterte selskaper.

Tabell 1.

Svarprosent på spørreskjema	11,5 %
Firma som bruker mikromaskiner	46 %
Personell innen firmaet som benytter mikromaskiner	36,4 %

Hvem benytter mikromaskiner?

Ledere	62,9 %
Geologer	30,0 %
Geofysikere	5,0 %
Geofaglig relatert	2,1 %

Maskintyper som ble benyttet:

IBM-PC, PC-jr, -XT og -PC3270	41,1 %
APPLE II, III, MacIntosh, Lisa	23,0 %
Hewlett Packard	6,1 %
TRS 80	6,1 %
Texas Instruments	3,0 %
Compaq	1,8 %
DEC 100	1,2 %
Andre	1,7 %

HVA KAN FORVENTES AV "MIKROEN" ?

Nytteverdien av mikromaskinene er avhengig av brukerens kvalifikasjoner. Datateknologi kan ikke innføres i et firma uten at det avsettes betydelige ressurser i form av tid for å overkomme startvanskene.

Det blir hevdet at kjøp av datamaskin kun er en liten post i forbindelse med en bedrifts satsing på datakunnskap. Programvaren står for omlag 50-75 % av kostnadene, mens selve datamaskinen er resten. Ved et møte ved Institutt for databehandling, NTH, ble det hevdet at personellopplæring og utvikling sto for 90 % av alle kostnadene ved innkjøp og oppstart av datasystem. Dette gjaldt også for mikromaskiner og kan være viktig å ta hensyn til før man går til innkjøp av maskiner eller programvare.

Vi har laget en liste over typiske frustrasjoner.

- dårlig skrevne håndbøker
- utstyr som ikke virker som det skal, eller mangler den ene lille dingsen
- "ny versjon kommer snart, den inneholder forbedrede rutiner" er svaret fra leverandøren
- kopibeskyttelse kontra havarerte disketter osv.
- intrikate innlesningsprosedyrer
- dyre vedlikeholdsavtaler
- mangel på datapolicy innen firmaet
- begrenset tid/mulighet/anledning til egenopplæring

På tross av frustrasjonene som alle har hatt, og nye brukere vil få, er valget av mikromaskin et brukbart alternativ for den som ikke lar seg knekke av bits, bytes, baud. Anskaffelse av egen arbeidsstasjon gir den geologisk sakkyndige bedre kontroll over analyse og bruk av sine feltdata og parameterstudier. Dersom arbeidsstasjonen er "riktig" konfigurert, programvarens begrensninger kjent og dataene logisk sammensatt, så vil mikromaskinen være i stand til å øke effektiviteten og samtidig redusere kostnadene for ingeniørgeologen.

FRAMTIDEN, BRINGER DEN NOE ?

Dersom det tillates å konsultere krystallkula litt, så kan enkelte visjoner øynes i det fjerne. Ettersom bruker av både mikro- og minimaskiner øker, så vil kravet til programleverandørene også øke. Programvare vil bli mer brukervennlig og sofistikert. I tillegg vil programvareprisene sannsynligvis reduseres betydelig.

Nye og mer slagkraftige rutiner for å analysere de innsamlede geologiske og geotekniske dataene vil komme. Det må også forventes at programvaretilbudet vil bli større på det tekniske området (kartlegging, korrelasjon, klassifikasjon, simulering og trendanalyse), og derved hjelpe til med økt forståelse for bergmassen og de løse jordlag som bygningsmateriale.

Utvalget kan ikke se annet enn at bruk av datamaskiner innen ingeniørgologi vil og må øke betraktelig i årene som kommer. I et informasjonsamfunn er presentasjon av både resultater og analyser viktig, og datamaskiner kan tross alt hjelpe til med dette. Større og mere kompliserte oppgaver vil kreve en annen type dokumentasjon enn den av typen "vår tidligere erfaring med lignende bergarter" osv.. Tommelfingerreglenes tid er muligens på hell, ikke fordi slike regler er for dårlige, men fordi de er for dårlig systematisert.

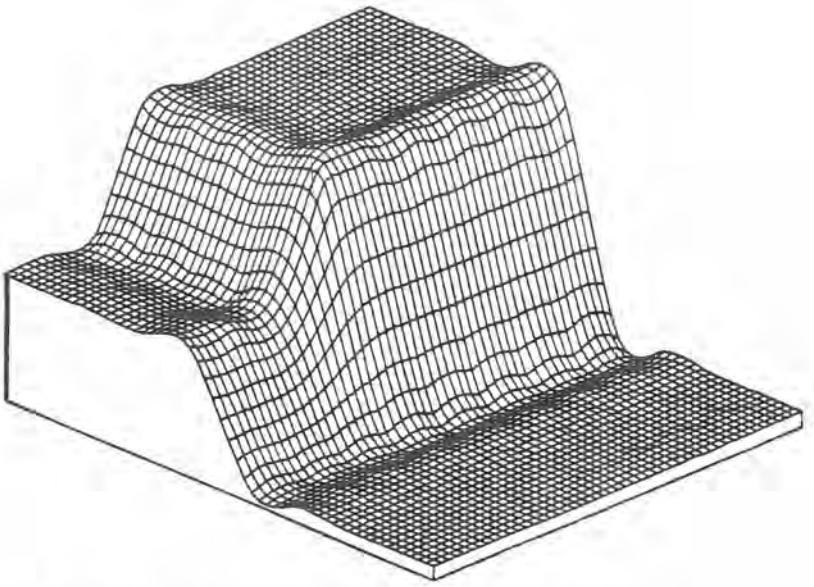
Følgende områder innen ingeniørgeologi peker seg ut som "datamaskinområder".

- datainnsamling i felt
- databaser
- geologi/økonomi
- matematiske og numeriske analyser
- ekspertsystemer (kunstig intelligens)
- data assistert konstruksjon (DAK)
- geostatistikk
- datapresentasjon

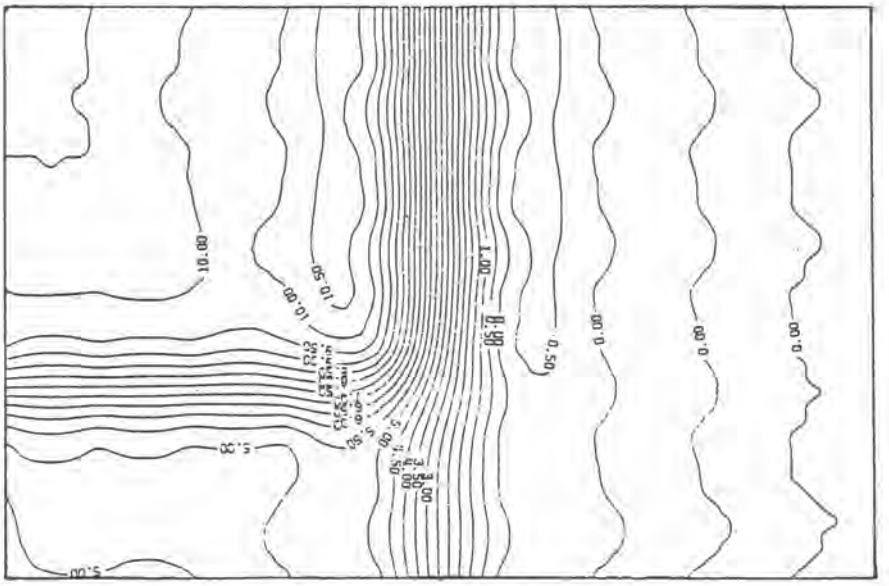
Datainnsamling i felt kommer med større tyngde når feltdatamaskinene blir små og lette. Fordelen med denne type informasjonslagring er de store mulighetene for videre bearbeiding av resultatene med mikromaskiner uten en masse langtekkelig renskriving av dagbøker.

Bruk av databaser med geoinformasjon vil overta for de tradisjonelle litteratursøkene. Med en mikromaskin på kontoret og et telefonmodem vil man i framtiden kunne søke etter geoinformasjon i databaser verden over på en rask og økonomisk måte. Grusregister ved Norges Geologiske Undersøkelse er et godt eksempel på en slik database. SINTEF Avd. for bergteknikk har registrert alle sine laboratoriemålinger av bergartsegenskaper i en database og deltar i et nordisk samarbeid omkring en database for bergtrykksmålinger. Det finnes sikkert flere databaser og nye ønskes velkommen.

Koblingen mellom geologi og økonomi vil komme sterkere i framtiden for å oppnå bedre økonomiske kalkyler. Vegdirektoratet via SINTEF har kommet langt innefor vegbygging/økonomi og sprengningsteknikk/økonomi med gode og brukervennlige program for mikromaskiner. Programmene er av typen som øyeblikkelig viser den økonomiske konsekvensen av f.eks.å endre borplan eller ladningsmengde.



2- OG 3-DIMENSJONAL FRAMSTILLING AV X,Y,Z-DATA.
UTFØRT MED IBM PC XT. REGNETID 20 MINUTTER.



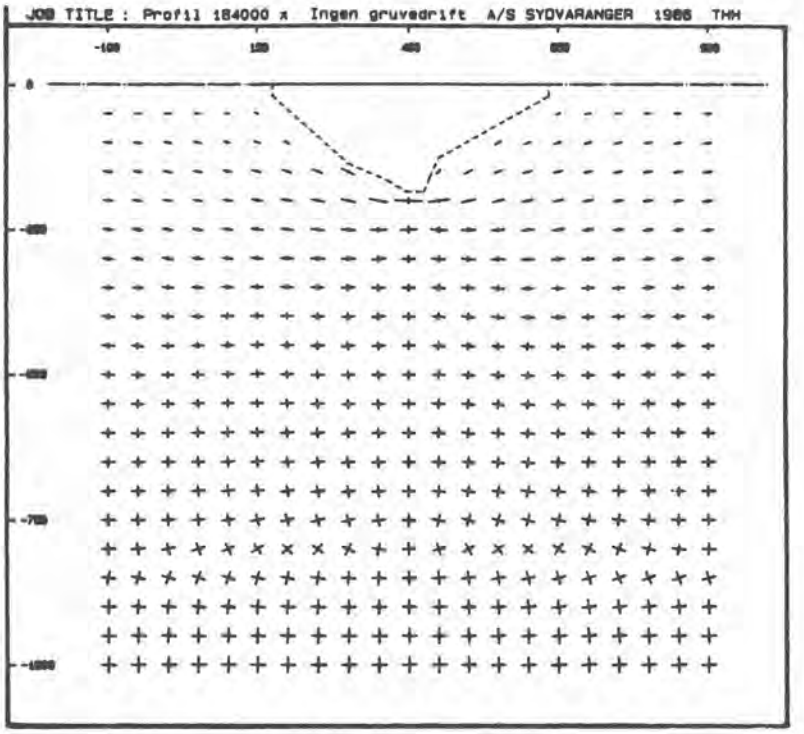
Innenfor samme område arbeider også NGI med sprengningstekniske aplikasjoner til terrengmodeller.

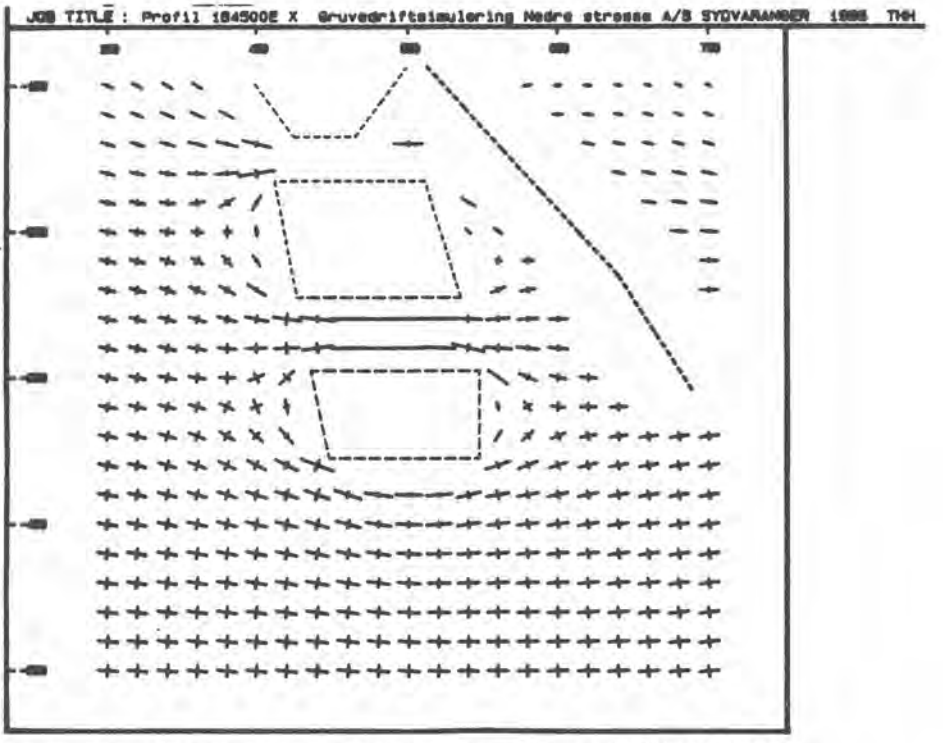
Matematiske og numeriske beregningsmodeller har vært på markedet en periode og er således ikke noe nytt fenomen. Det som er positivt er at utviklingen innenfor mikromaskiner har gått så langt at nå er flere gode simuleringsprogram tilgjengelig på de små maskinene. Stabilitetsvurdering av fjellanlegg, flerfase strømning ved gasslagring/luftputer i fjell, varmetransport ved gasskraftverk i fjell og store hydrogeologiske undersøkelser er eksempler på problemer som bare kan tallfestes ved hjelp av simuleringsmodeller.

Ekspertsystemer eller "kunstig intelligens" er også et felt som er lite beskrevet innen geodisiplinene. Ekspertsystemene er bygget opp som et beslutningstre der flere års erfaring lagres og hentes ut under gitte forutsetninger. Problemer av typen: " Hvilke tekniske formål kan denne bergarten brukes til ?" kan besvares på grunnlag av hvilken erfaring som ligger inne i ekspertsystemet. Det eneste kravet til informasjonene som ligger i informasjonsbasen er at det kan formes regler som binder begrepene sammen.

F.eks. "GNEIS er en METAMORF bergart" er en regel som forteller hva slags bergart en gneis er. Reglene kan lages som man ønsker og etterhvert som forståelsen for et problem øker kan ny informasjon legges til. I framtiden kan man tenke seg at hvert enkelt firma har sitt egenutviklede ekspertsystem. Nytten kan synes liten for en med lang og allsidig erfaring. Ekspertsystemene lages imidlertid ikke for eksperten, men for novisen. Systemene vil i hovedsak være til nytte for unge og nye medarbeidere under opplæringsfasen. All tid som medgår til opplæring på tradisjonelt vis koster også penger. Vi kan si at ekspertsystemer er en ny form for informasjonsformidling som ikke er avhengig av at eksperten er tilgjengelig.

Data assistert konstruksjon (DAK) var tidligere forbeholdt maskinkonstruktører og husbyggere. Må det være slik ? Fjellanlegg er også "bygninger" og det skulle være naturlig å henge med på utviklingen. Alle snitt og plantegninger kan legges inn i et DAK-bibliotek. Med et DAK-system kan man meget raskt lage tegninger i 2 og 3 dimensjoner. Det er i seg selv ikke så spennende, men kan man knytte geologisk informasjon (strøk/fall, kjernelogger, geofysikk, topografi o.l.) til biblioteket ligger det store muligheter innenfor resultatpresentasjon. Ofte kan det være enklere for beslutningstakere å danne seg et bilde av et anlegg om det presenteres som et 3-dimensjonalt bilde framfor et skravert kart. Man kan tenke seg at den ingeniørgeologiske konsulenten bygger opp et DAK-bibliotek over et bestemt anlegg og leverer hele pakken over til entreprenøren ved anleggstart slik at nye tegninger kan produseres etter behov.





Eksempel på hovedspenningsplott fra modellanalyser

Som regel har den kartleggende geolog mer en nok arbeid med å bearbeide feltobservasjoner til sprekkeroser og stereogram. Dette er arbeid som kan utføres langt bedre av datamaskiner. Ingeniørgeologen bør frigjøres til videre bearbeiding av feltdata med f.eks. geostatistikk. Statistikk er et begrep som har litt dårlig omdømme hos folk flest. Trolig skyldes dette tendensiøs bruk/misbruk av et meget verdifullt arbeidsverktøy. Husk at alle geologiske feltobservasjoner er stokastiske variable og vi gir en konklusjon med en viss sannsynlighet for at svaret er korrekt - vi har bare ikke tallfestet svaret. Statistiske programpakker var tidligere for store til å kjøres på mikromaskiner. Idag er store og gode program tilgjengelig på mikromaskiner.

Anvendelsene som er nevnt ovenfor er bare hovedområder som utvalget tror må komme. Det er imidlertid bare fantasien som er begrensende faktor for hva vi kan bruke datamaskinen til innen ingeniørgeologi.

Selv med de teknologiske framskritt som kommer vil det fortsatt være problematisk å trekke konklusjoner ut fra det datagrunnlaget som er samlet inn. Mikromaskiner vil ikke analysere dataene noe bedre eller kompensere for dårlig kartlagte områder! Mikromaskinen vil evaluere dataene i den rekkefølge og på den måten programmene er skrevet. Svaret vil alltid være i henhold til den informasjonen som var utgangspunktet.

KONKLUSJON

Ny programvare innen geovitenskapene utvikles og introduseres nærmest ukentlig med USA som det store foregangslandet. Vår rolle må i hovedsak bli å benytte og tilpasse programvare til våre norske tradisjoner. Med hensyn til utvalgets undersøkelse er det fristende å si at vi ikke engang har startet å tenke på, om vi muligens kanskje skal vurdere, å begynne med disse nymotens sakene. Høyteknologilandet Norge har neppe tid til å vente så veldig mye lenger før vi blir akterutseilt. I vår hjemmelige andedam kan man sikkert opptre i mange år uten å la seg påvirke av unge, trendy ingeniørgeologer med sans for datamaskiner. Vi er imidlertid redd for at det internasjonale markedet krevet at vi behersker, bruker og videreutvikler datateknologi for å løse våre problemer.

For de som ønsker å holde seg orientert er det nødvendig å abonnere på et eller flere tidsskrifter. Videre anbefales på det varmeste et medlemskap i en geologisk dataforening. COGS ser i øyeblikket ut til å være det alternativet som gir den bredeste informasjonen.

Som regel har den kartleggende geolog mer en nok arbeid med å bearbeide feltobservasjoner til sprekkeroser og stereogram. Dette er arbeid som kan utføres langt bedre av datamaskiner. Ingeniørgeologen bør frigjøres til videre bearbeiding av feltdata med f.eks. geostatistikk. Statistikk er et begrep som har litt dårlig omdømme hos folk flest. Trolig skyldes dette tendensiøs bruk/misbruk av et meget verdifullt arbeidsverktøy. Husk at alle geologiske feltobservasjoner er stokastiske variable og vi gir en konklusjon med en viss sannsynlighet for at svaret er korrekt - vi har bare ikke tallfestet svaret. Statistiske programpakker var tidligere for store til å kjøres på mikromaskiner. Idag er store og gode program tilgjengelig på mikromaskiner.

Anvendelsene som er nevnt ovenfor er bare hovedområder som utvalget tror må komme. Det er imidlertid bare fantasien som er begrensende faktor for hva vi kan bruke datamaskinen til innen ingeniørgeologi.

Selv med de teknologiske framskritt som kommer vil det fortsatt være problematisk å trekke konklusjoner ut fra det datagrunnlaget som er samlet inn. Mikromaskiner vil ikke analysere dataene noe bedre eller kompensere for dårlig kartlagte områder! Mikromaskinen vil evaluere dataene i den rekkefølge og på den måten programmene er skrevet. Svaret vil alltid være i henhold til den informasjonen som var utgangspunktet.

KONKLUSJON

Ny programvare innen geovitenskapene utvikles og introduseres nærmest ukentlig med USA som det store foregangslandet. Vår rolle må i hovedsak bli å benytte og tilpasse programvare til våre norske tradisjoner. Med hensyn til utvalgets undersøkelse er det fristende å si at vi ikke engang har startet å tenke på, om vi muligens kanskje skal vurdere, å begynne med disse nymotens sakene. Høyteknologilandet Norge har neppe tid til å vente så veldig mye lenger før vi blir akterutseilt. I vår hjemmelige andedam kan man sikkert opptre i mange år uten å la seg påvirke av unge, trendy ingeniørgeologer med sans for datamaskiner. Vi er imidlertid redd for at det internasjonale markedet krevet at vi behersker, bruker og videreutvikler datateknologi for å løse våre problemer.

For de som ønsker å holde seg orientert er det nødvendig å abonnere på et eller flere tidsskrifter. Videre anbefales på det varmeste et medlemskap i en geologisk dataforening. COGS ser i øyeblikket ut til å være det alternativet som gir den bredeste informasjonen.

Mikromaskiner spiller idag en stadig større rolle ved bearbeiding og analyse av innsamlet informasjon. Dette verktøyet kan øke effektiviteten og produktiviteten for den geologisk sakkyndige. Uansett er det lite trolig at mikromaskinen vil overflødiggjøre eksperten siden det er han/hun som kontrollerer maskinen. Fortsatt vil geologisk viten være et resultat av intellekt, ikke av mikroprosessorer i mikromaskiner. De er kun et nyttig redskap på veien til bestemmelsen.

ADRESSER:

AMERICAN ASSOCIATION OF PETROLEUM GEOLOGISTS (AAPG)
Geobyte Subscriptions
P.O.Box 979
Tulsa, OK 74101-0979
USA

AMERICAN GEOLOGICAL INSTITUTE (AGI)
Geotimes Subscription
4420 King Street
Alexandria
Va. 22302
USA

COMPUTER ORIENTED GEOLOGICAL SOCIETY (COGS)
P.O.Box 1317, Denver
CO 80201-1317
USA

INTERNATIONAL ASSOCIATION OF MATEMATICAL GEOLOGISTS (IAMG)
Computers & Geosciences subscription
c/o John C. Davis
Kansas Geological Survey,
University of Kansas,
Lawrence,
Ka. 66044
USA

Programkataloger for mikromaskiner:

1. **Geology Programs for Microcomputers**
Computer Oriented Geological Society,COGS
P.O.B. 1317,
Denver,
Co. 80201-1317
USA

2. **Engineering and Scientific Programs for IBM Personal Computers availible from non-IBM sources.**[1]

Kontakt nærmeste IBM-forhandler

---

[1] Tilsvarende bøker finnes for Hewlett Packard, Apple og andre som organiserer brukergrupper med medlemskap.

3. Register of Geological Microcomputer Programs
Geological Information Group of
Geological Society
Department of Geology,
University of Manchester
Manchester M13 9PL
England

4. Petroleum Software Directory
Pennwell Directories
1421 S.Sheridan
Tulsa
Oklahoma 74112, USA

5. Gibb Associates
P.O.Box 706, Boulder
CO 80306
USA

BERGMEKANISK ANALYSE VED FORUNDERSØKELSER OG PROSJEKTERING.

ROCK MECHANICAL ANALYSIS APPLIED DURING PRELIMINARY INVESTIGATION AND DESIGN

Sivilingeniør Rolf Kåre Bratli, RockMech A/S

SAMMENDRAG

Et av de sentrale spørsmål for konstruksjon og økonomi av et fjellanlegg er hvilke sikringstiltak som må settes i verk under drift og etter ferdigstillelse for å ha akseptabel stabilitet for anlegget.

Både byggherre og entreprenør vil ha stor nytte av at realistiske data omkring dette spørsmålet er tilgjengelig så tidlig som mulig. Dette gjelder spesielt der hvor anlegget legges i svakt fjell, eller det er spesielle krav, slik som store dimensjoner eller stort innvendig trykk.

Bergmekaniske målinger og beregninger kan gi grunnlag for realistiske vurderinger av stablitet og sikringsbehov i et fjellanlegg. En endelig element beregning (FEM), basert på relevante styrke-/deformasjonsdata, kan også gi verdifulle informasjoner m.h.t. valg av realistisk drivningsmetode.

ABSTRACT

One of the important issues, both for safe construction and economy of a rock excavation, is the safety measures to be used during construction and after completion to achieve acceptable stability for the excavation.

Both the builder and the constructor may profit from having access to realistic data concerning this issue as early as possible. This is specially important if the construction is located in weak rocks, or if there are special demands on the construction, such as large dimensions or large internal pressures.

Based on rock mechanical measurements and calculations, realistic estimates of stability and safety measures in a rock excavation can be made. A finite element calculation (FEM) based on relevant strength-/deformation data, may also give important information for selection of a realistic excavation method.

INNLEDNING

Et av de sentrale spørsmål, både for gjennomførbarhet og økonomi av et fjellanlegg, er hvilke sikringstiltak som må settes i verk under drift og etter ferdigstillelse for å ha akseptabel stabilitet for anlegget. Stabilitet er i denne sammenheng å forstå som motstand mot innrasing, eventuelt hvor lang tid det tar før bergmassene rundt et bergrom faller inn.

Både byggherre og entreprenør vil ha stor nytte av at realistiske data omkring dette spørsmålet er tilgjengelig så tidlig som mulig. På denne måten kan en optimalisering av byggemetode og nødvendige sikringstiltak, med en realistisk kostnadsvurdering, finne sted allerede på forprosjektstadiet. Dette gjelder spesielt der hvor anlegget skal plasseres i svakt fjell, eller det skal anlegges fjellrom med spesielle krav, slik som store dimensjoner eller store innvendige trykk.

For å oppnå dette må målinger av spenning, styrke og deformasjons-karakteristikk av bergartene skje så tidlig som mulig. Dette er grunnlagsdata som er nødvendige for å gjennomføre de bergmekaniske beregningene, for å tallfeste behov for sikringstiltak, spesielt når dette påvirker gjennomførbarhet.

Ved detaljprosjektering vil det også være naturlig at byggemetoden kan vurderes i lys av de bergmekaniske beregninger som kan gjennomføres. På denne måte unngår man å sette i gang prosjekter med en byggemetode som vanskelig lar seg gjennomføre under de rådende forhold.

En slik bergmekanisk vurdering skal være et naturlig supplement til den ingeniørgeologiske vurderingen som skjer. Dette vil naturlig nok medføre en kostnadsøkning for forprosjektfasen, men denne kostnads- økningen vil være vel verdt pengene, både for byggherre og entreprenør, da dette kan resultere i færre overraskelser under drift og etter ferdigstillelse av anlegget.

BERGMEKANISK FORSTUDIE

Med utgangspunkt i en generell ingeniørgeologisk forstudie, supplert med noen enkle bergmekaniske målinger vil det være mulig å frambringe grunnlagsdata for en bergmekanisk modell for beregning av stabilitet.

Hovedelementene i den bergmekaniske forundersøkelsen vil være:

- datainnsamling
- bergmekaniske laboratoriemålinger
- bergmekaniske beregninger/vurderinger

DATAINNSAMLING

Ved datainnsamlingen er hensikten å frambringe de viktigste kjente og relevante geologiske data om området som skal undersøkes før befaring og prøvetaking finner sted. Kildene for datainnsamling er:

- geologiske beskrivelser som gir:
  * bergartstyper
  * topografi
  * tektonikk
- flyfototolkning
  * hovedsprekkemønstre
  * vurdering av tektoniske forhold
- feltarbeid, orienterende
  * befaring
  * prøvetaking

Geologiske beskrivelser

Dette er i hovedsak innsamling av geologiske kart med beskrivelser fra NGU, samt upubliserte kartlegginger, temastudier og undersøkelser utført for både geologiske og tekniske formål. Dette gir en oversikt over:

Bergartstyper

Dette er data som kan tolkes ut fra geologiske oversiktskart med beskrivelser. Disse kommer i hovedsak fra NGU, men også upubliserte undersøkelser kan finnes.

Bergmekaniske erfaringsdata slik som styrke- og deformasjonsegenskaper, samt permeabilitetsdata kan komme fra gruvedrift og/eller anleggsdrift i området. Erfaringsdata knyttet til aktuelle bergarter, men fra andre områder av landet (verden) bør også tas i betraktning. Med slike erfaringsdata knyttet til et geologisk oversiktskart kan relativt lite prøvemateriale, som samles inn og analyseres i en tidlig fase, gi tilstrekkelig grunnlag for korrelasjon og foreløpige beregninger.

Tektoniske forhold

Det generelle tektoniske mønstret må vurderes ut fra områdets beliggenhet i forhold til aktuelle fjellkjedefoldinger og kjente forkastningsbevegelser. For å få en visuell oversikt over dette kan også Landsat og eventuelt Spot-bilder brukes. Hovedstrukturer kan i gunstige tilfeller leses ut fra slike opptak.

En slik grovsortering av tektonikken er nødvendig for å forstå mer detaljerte fenomener som kan ha betydning for aktuelle prosjekter, slik som sprekkemønstre o.l.

Topografi/spenningsforhold

Topografiske kart i målestokk 1:50 000 er nødvendig for å få nødvendig detaljeringsgrad. I enkelte tilfelle kan også økonomisk kartverk (M = 1:5 000) vise detaljer som kan ha betydning for vurdering av spenning.

Vurdering av spenningsforhold

Topografiske forhold og eventuelt ytringsformer på fjelloverflaten kan ofte gi indikasjoner på eventuelt høye tektoniske spenninger. Allerede utførte dalsidemodeller kan også muliggjøre enkle overslag over spenningsforholdene ut fra topografi, tetthet o.s.v., se fig 1.

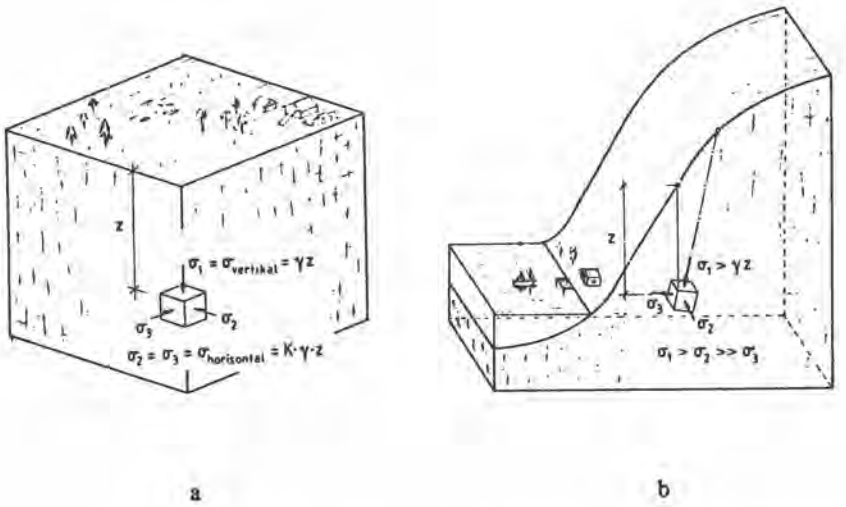
Flyfototolkning

Grunnlaget for dette er de landsdekkende flyfoto for det økonomiske kartverk, hvor det nødvendige bildemateriale i egnede målestokker skaffes fra Norsk Luftfoto og Fjernmåling.

Hovedsprekkemønstre

Ved flyfotostudium vil en få en oversikt over hovedsprekkemønstret i området. Med bakgrunn i tektonikken fra den geologiske over-

sikten kan nå de lokale variasjonene fastlegges. Variasjon i det lokale sprekkemønster forteller også noe om bergartsegenskapene, og de forskjellige bergartene kan ofte skilles på flyfoto ut fra sprekkmønster.



a b

Fig. 1. Hovedspenninger i a) tilnærmet horisontalt terreng og b) dalsider eller skrått terreng. /1/

Feltarbeid

Ut fra flyfototolkningen kan den rekognoserende befaringen og prøvetakingen effektiviseres og konsentreres om karakteristiske blotninger i planleggingsområdet, hvor foreløpige vurderinger og tolkninger kan oppdateres.

Befaring

Hensikten med befaringen er å få justert den tolkningen som er gjort under kartlegging og flyfototolkningen. Befaringen konsentreres om hovedtrekkene i geologien og den strukturgeologiske vurderingen og fjellkvaliteten.

Prøvetaking

Orienterende prøvetaking av overflaten skjer samtidig med befaringen. En bergmekanisk karakterisering av prøvene foretas.

BERGMEKANISKE LABORATORIEMÅLINGER

Hovedhensikten med laboratorietesting av bergarter er å bestemme sammenhengene mellom pålastning og deformasjoner (i.e. konstitutive ligninger), slik at bergartens natur kan beskrives også i mer komplekse omgivelser enn eksperimentene. Ikke bare ønsker man å bestemme hvilke konstitutive ligninger bergarten følger, men også å bestemme de parametre som inngår i ligningene. Dermed kan det gjøres kvantitative beregninger, ikke bare kvalitative vurderinger. For å oppnå dette er det ikke nok kun å utføre enaksielle bruddstyrkemålinger i strekk og trykk. Det må i tillegg utføres belastningsforsøk under biaksielle betingelser, hvor også effekten av innspenning kan komme frem. I relasjon til situasjonen i en tunnel vil dette være mest realistisk, da materialet nær tunnelveggen vil være oppstøttet av det omkringliggende materialet. Det kan samtidig gjøres permeabilitetsmålinger med luft eller vann som det strømmende medium. Dette, sammen med måling i felten av sprekketetthet, vil indikere hvor tett bergarten vil være.

En skjematisk framstilling av utstyr som inngår i et bergmekanisk laboratorium er vist i fig. 2a, mens en prinsippskisse av triaksialcellen er gitt i fig. 2b.

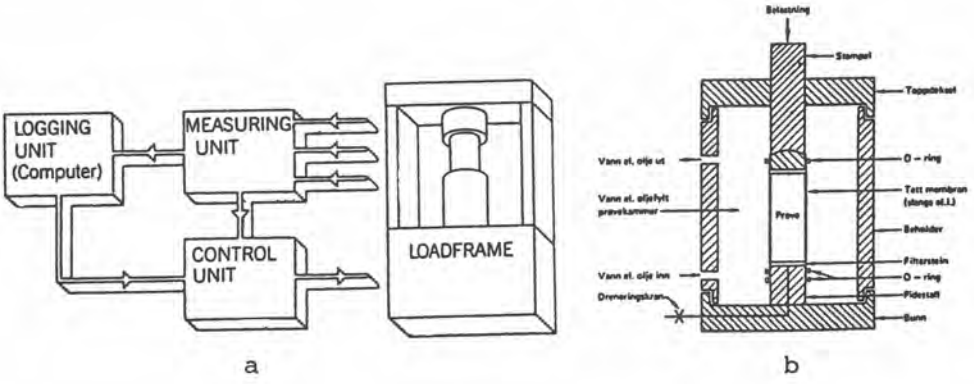


Fig. 2. Bergmekanisk testlaboratorium a) Generelt oppsett b) Triaksialcelle. /3/

Fig. 3 viser et bilde av dette utstyret oppstilt i laboratoriet (RockMech A/S).

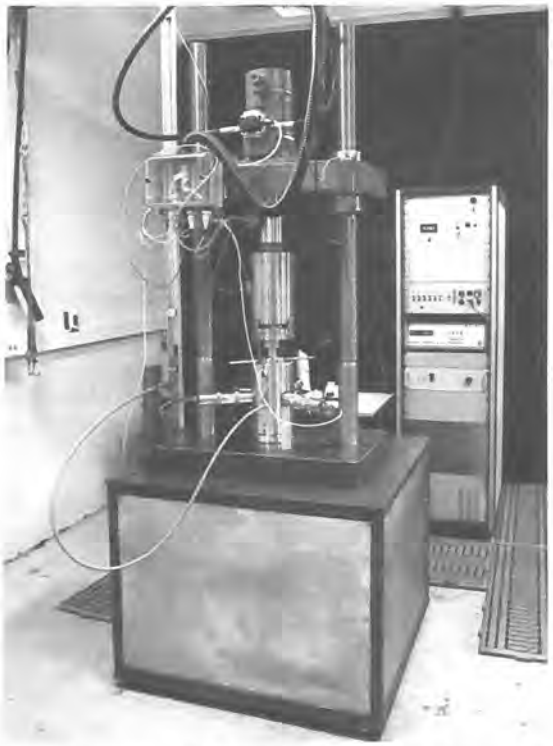


Fig. 3. Lastramme og triaksialcelle ferdig montert for kjøring av forsøk.

Et biaksielt forsøk utføres ved at prøven oppmontert slik fig.3 viser blir forbelastet hydrostatisk, d.v.s. med lik spenning i alle retninger, til et forhåndsbestemt trykk - omslutningstrykket. Deretter belastes prøven aksielt til den bryter sammen. Deformasjoner og spenninger blir målt under hele forsøket.

Radiell deformasjon måles med tre LVDT (Linear Variable Differential Transformer) på midtpunktet av prøven.

Aksiell deformasjon måles med en aksiell LVDT som måler forskyvning av stemplet i forhold til bunnplaten.

Kraft måles med lastcelle montert direkte på stemplet.

For å bestemme bruddstyrken utføres minimum 3 forsøk med forskjellige omslutningstrykk slik fig. 4 viser.

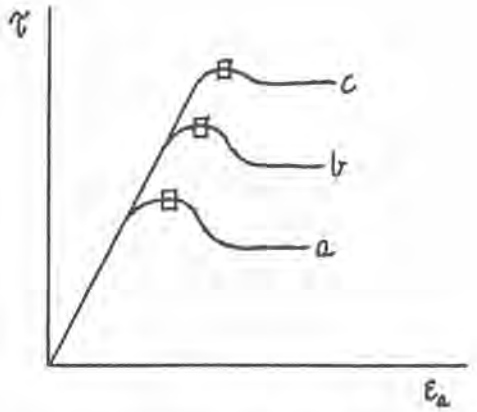


Fig. 4. Triaksialforsøk ved forskjellige omslutnings-trykk.

De tre kurvene gir tre forskjellige bruddpunkter, definert ved et omlutningstrykk og en maksimal aksialspenning. Disse kan presenteres ved hjelp av Mohr-sirkler slik som vist i fig. 5.

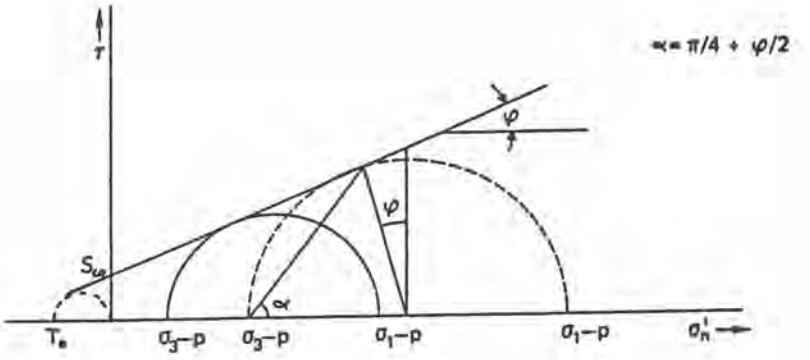


Fig. 5. Mohr-plott med Mohr-Coulomb bruddlinje. /3/

De to verdiene for aksialspenning og omsluttningstrykk er avsatt på normalspenningsaksen (legg merke til at det er effektivspenninger som er brukt) og en halvsirkel trukket gjennom de to punktene. Aksene i Mohr-Coulomb plottet er skjærspenning og normalspenning som virker langs et bruddplan med bruddvinkel med horisontalplanet.

Alle spenninger under bruddlinjen er tillatte, mens spenningssituasjon over bruddlinjen ikke er mulig.

BERGMEKANISKE BEREGNINGER/VURDERINGER

Spenning/deformasjonsdiagrammet i fig. 4 viser en bergart som svekkes ved deformasjon. Dette gjør det også mulig å lage en bruddlinje for "reststyrken", som er verdien hvor bergarten deformeres uten endring i spenningsnivået (ideelt plastisk).

Ved svært sterke bergarter, slik som de skandinaviske, vil bruddet oftest skje momentant. Dette fører til at materialet fullstendig mister sin lastbærende evne. Dette betegnes som en sprø bergart.

Fig. 6 viser i prinsipp de forskjellige aktuelle deformasjonsforløp.

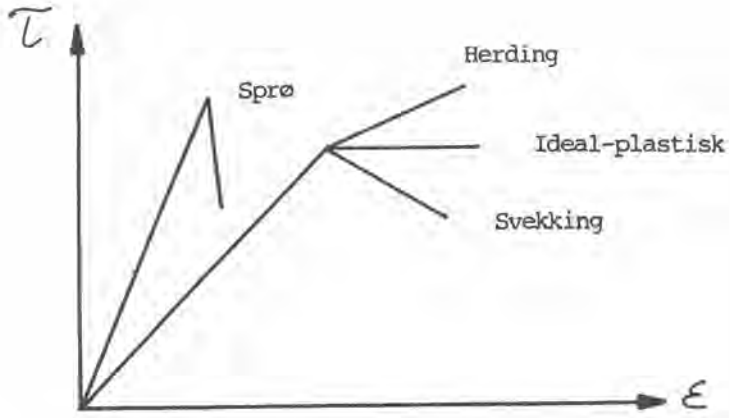


Fig. 6. Aktuelle deformasjonskarakteristikker.

Bergartens deformasjonsforløp vil være svært viktig når stabiliteten av materialet skal beregnes/vurderes. Hvis bergarten er duktil ved den aktuelle spenningssituasjon trenger deformasjonen forbi flytpunktet ikke være katastrofal fordi materialet kan deformeres uten å miste sin indre styrke. Når en slik vurdering skal gjøres vil det derfor være viktig å ha data for bergartens oppførsel ved belastning under innspenning (biaksielt).

Ideelt skulle en ha data for oppførselen under virkelig 3 dimensjonal belastning, d.v.s. at belastningen er forskjellig i 3 retninger, siden den virkelige spenningssituasjonen rundt en tunnel vil være 3 dimensjonal. I laboratoriet utføres normalt biaksielle forsøk på sirkulære kjerner, hvor innspenningen er lik rundt kjernen mens den belastes aksielt til brudd. Det viser seg at selv svært sprø bergarter vil ha tendens til duktilisering under belastning til brudd, når innspenningen er stor nok. Svært mange av de skandinaviske bergartene hvor det bygges anlegg er gjennomskåret av stikk og sprekker, noe som også fremmer duktilisering, selv om bergarten uten sprekker ofte vil være svært sprø. Et eksempel på dette er vist i fig. 7, hvor en marmor belastet enaksielt viste sprøbrudd, mens den ble mer og mer duktil ved økende omslutningstrykk.

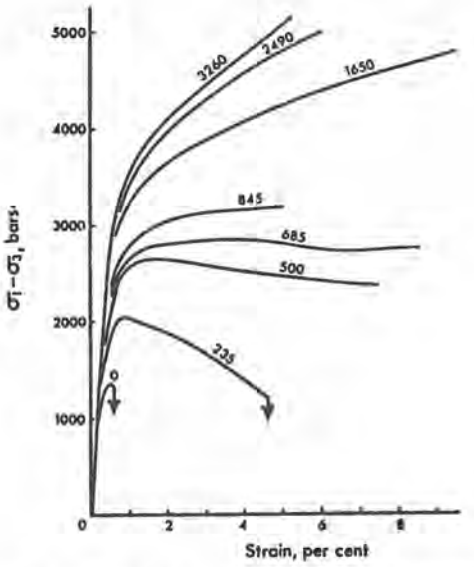


Fig. 7. Spenning-deformasjonskurver for Carrara marmor ved forskjellige omslutningstrykk. Tallene på kurvene representerer omslutningstrykk i bar. /2/

For å vurdere stabiliteten av bergarten i tunneloverflaten kan en beregne spenningssituasjonen på tunnelveggene og sammenligne denne med bruddkurven for materialet. Dette er illustrert i fig. 8.

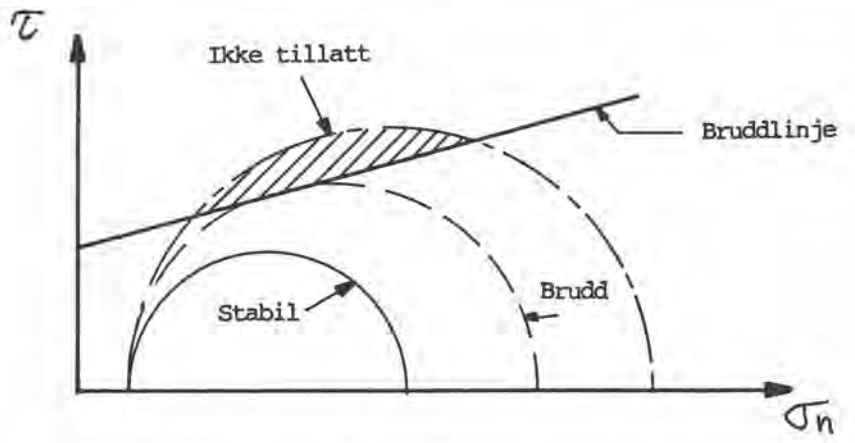


Fig. 8. Bruddlinje med 3 spenningssituasjoner.

Modellstudie - Numerisk Modell

Med utgangspunkt i resultatene fra den ingeniørgeologiske vurderingen som er skissert og de supplerende bergmekaniske målingene som er foretatt kan en:

- gi en bergartsfordeling i plan og snitt
- knytte fornuftige erfaringsdata til hver bergart (trykkstyrke, strekkstyrke etc.)
- supplere med noen målinger på overflate-prøver for å finne ut om de valgte erfaringsdata samsvarer med virkeligheten.

Denne geometriske/fysiske modellen kan så diskretiseres i et nett for en endelig element beregning (FEM). For at dette skal bli realistisk krever det et nært samarbeid mellom ingeniørgeologisk konsulent og bergmekaniske modellør. Hvis de nødvendige inngangs-data som skissert er tilgjengelige kan resultatene fra en slik modell brukes til å:

- vurdere drivingsmetoder
  - * toppstrossing
  - * palling
  - * parallell drift (interferens)
  - .
  - .
  - .
- regne på sikringssystemer
  - * under drift
  - * permanent
  - * metoder

I modellen kan en ta hensyn til variasjon i spenningssituasjoner, poretrykksforhold, sleppesoner (svelletrykk) o.s.v. slik at det kan gjøres en realistisk vurdering.

Hvis en gjennom et samarbeid mellom brukerne (ingeniørgeolog, entreprenør...) kan definere endel aktuelle geometriske utforminger for fjellanlegg, kan det lages generelle modeller for flattliggende lag, henholdsvis dalsider, se fig. 1.

KONKLUSJON

Ved å anvende bergmekaniske analyser kan entreprenør/ byggherre/ingeniørgeolog ha et enkelt, men slagkraftig, regneverktøy som kan gi realistiske vurderinger innenfor stramme tidsfrister. Ingeniørgeologen gis et nytt verktøy som ved systematisk bruk over tid kan redusere feilprosenten. Dette vil føre til billigere fjellanlegg, og derved bedre utnyttelse av ressursene for både byggherre og entreprenør.

Når norske entrepenører gir seg i kast med anlegg på andre breddegrader vil en der møte nye utfordringer med svake sedimentære bergarter, høye spenninger o.l., hvor en direkte overføring av de hjemlige erfaringene ikke automatisk fører frem. I denne situasjonen vil innføring av bergmekanisk analyse i planleggingen ha stor betydning, både for å levere mere realistiske anbud og dermed få bedret konkurranseevne, samt finne den beste drivingsmetoden for det aktuelle prosjekt.

Avslutningsvis skal det presiseres at forfatteren mener dette er et hjelpemiddel på linje med en rekke andre hjelpemidler som ingeniørgeologen har til disposisjon. Det betyr at metoden ikke er nødvendig å anvende på alle anlegg, men det er min overbevisning at ved planlegging av anlegg hvor spesielle forhold, slik som store spenn, svake bergarter eller store indre trykk er aktuelle, vil metoden vise sin berettigelse i fremtiden.

REFERANSER

1. NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE (1985) : "Ingeniørgeologi-Berg/HÅNDBOK, Tapir Forlag, Trondheim

2. J. C. Jaeger and N. G. W. Cook (1971): "Fundamentals of Rock Mechanics", Chapman and Hall Ltd, London

3. Horsrud, P. og Bratli, R. K. (1986) : "Bergmekanikk for Petroleums-ingeniører - En Introduksjon", RockMech A/S, Trondheim

NGUs ETABLERING AV ET EDB-BASERT GRUS- OG PUKKREGISTER

ESTABLISHMENT OF AN AOP-BASED GRAVEL- AND HARD ROCK AGGREGATE FILE AT THE GEOLOGICAL SURVEY OF NORWAY

Seksjonssjef Peer-Richard Neeb
Norges geologiske undersøkelse

SAMMENDRAG

Ved Norges geologiske undersøkelse (NGU) pågår registrering av sand-, grus- og pukkforekomstene i landet. Målsetningen er at Grusregisteret skal være ferdig i 1990 og Pukkregisteret i 1995. Registreringene finansieres av Miljøvern-departementet v/fylkeskartkontorene og Industri-departementet v/NGU, samt ved mindre bidrag fra fylkene. Hensikten med Grus- og Pukkregisteret er å skaffe grunnlag for planmessig utnyttelse av sand-, grus og pukkforekomster gjennom påvisning av beliggenhet og kvalitet, samt registrering av mulige arealbrukskonflikter. Det er pr. dato registrert ca. 9 milliarder m^3 sand og grus. Et grovt overslag viser at Norges sand- og grusressurser totalt er på 18-20 milliarder m^3. Det er i 1986 registrert ca. 158 pukkverk i kontinuerlig drift og ca. 8 med sporadisk drift.

SUMMARY

The Geological Survey of Norway (NGU) is in the process of carrying out an inventory of deposits of sand, gravel and hard rock aggregate throughout the country. The goals are for the Gravel database to be complete by 1990 and for the Hard Rock Aggregate database to be complete by 1995. This work is financed by the Dept. of the environment via the county map offices and by the Dept. of Industry via NGU, along with smaller contributions from individual counties. The purpose of these databases is to give a basis for planned exploitation of the deposits concerned through identification of their location and quality and of possible land-use conflicts. C. 9 x 10^9 m^3 of sand and gravel reserves have been registered to date and total resources are probably roughly 18-20 x 10^9 m^3. C. 158 hard rock aggregate quarries were in continuous production in 1986 and c. 8 in sporadic production

BAKGRUNN

I et moderne samfunn er det behov for stedfestet informasjon. Dette gjelder både naturgrunnlaget og resultater av menneskets aktivitet. Løsmassene og berggrunnen utgjør en viktig del av naturgrunnlaget, og kartleggingen av disse er en offentlig oppgave.

Sand og grus er i praksis en ikke fornybar ressurs. På landsbasis er avsetningene geografisk ujevnt fordelt, og mange kommuner har for liten tilgang på sand, grus og pukk. Det forbrukes ca. 30 mill. tonn sand og grus med en brutto produksjonsverdi på omlag 1000 mill. kroner før transport til forbruker. Av pukk forbrukes ca. 16 mill. tonn med en brutto produksjonsverdi på omlag 800 mill. kroner, fig. 1. Årsforbruket av sand, grus og pukk er vist i figur 2.

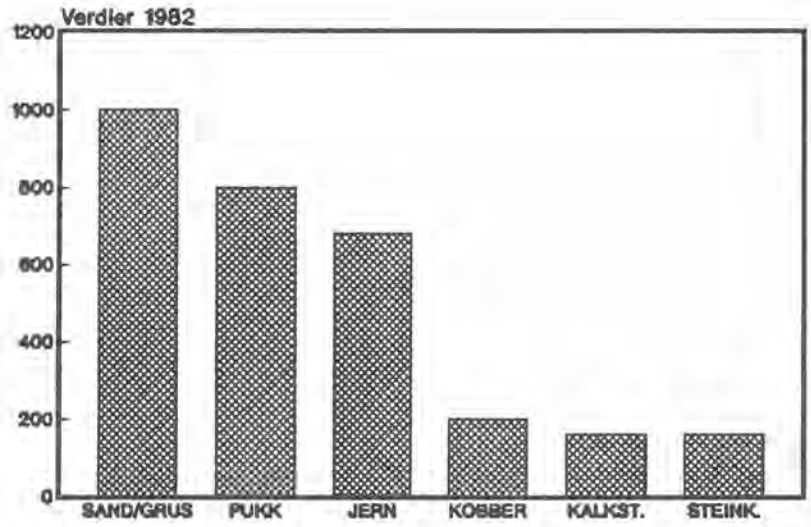


Fig. 1. Mineralske råstoffer produsert på land i Norge (1982 i mill. kr.)

Cross value of mineral products in Norway in 1982

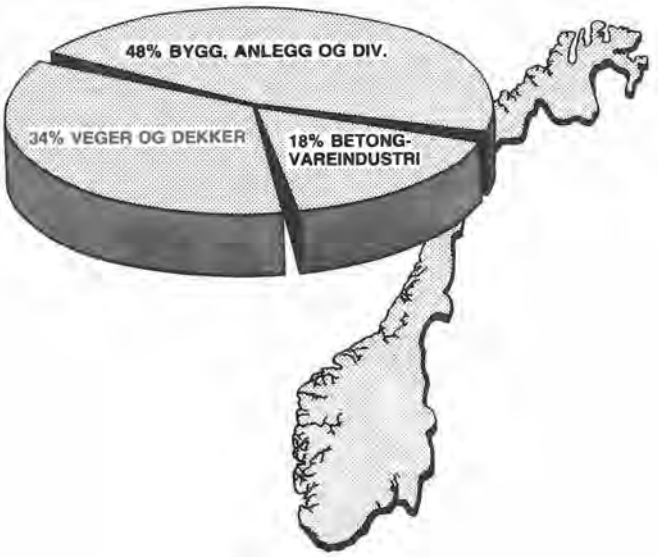


Fig. 2. Fordeling av forbruket (1982).

Distribution of consumption (1982).

Data for registreringen av sand- og grusforekomstene i Norge er fra 1980 lagret på EDB og fått betegnelsen Grusregisteret. Senere er denne databasen utvidet til å gjelde mulige pukkforekomster fra fast fjell. Hele registeret kalles i dag Grus- og Pukkregisteret.

ORGANISERING AV ARBEIDET I GRUSREGISTERET

Initiativet til å få utviklet og etablert "dagens" Grusregister kom fra Miljøverndepartementet. Tidligere har følgende etater hatt registre over sand- og grusressursene: sivilforsvaret, vegetaten og Norges geologiske undersøkelse. I Grusregisteret blir alle data lagt inn på NGUs dataanlegg og senere overført til Statens kartverk v/fylkeskartkontorene. Brukerne kan henvende seg til fylkeskartkontorene og NGU for å få opplysninger og kart fra registeret. NGU har data fra hele landet og utarbeider regionale oversikter.

Registreringene finansieres av Miljøverndepartementet og Industridepartementet v/NGU, med mindre bidrag fra fylkeskommuner og vegkontorene i fylket.

STATUS OG PRIORITERING AV KARTLEGGINGSOMRÅDER I GRUSREGISTERET

Målsettingen er at registreringene for hele landet skal være ferdige i løpet av 1990. Status i dag og planlagt framdriftsplan viser dekning på ca. 43% av Norges landareal, Fig. 3 og 4. Tidsplanen vil holdes ved tilstrekkelig med

midler fra Miljøverndepartementet, Industridepartementet og de resterende fylkene.

Kartleggingen er fullført i 8 fylker og er i gang i 9 fylker med et registert volum på 8,4 milliarder m^3 sand og grus, fig. 5. I løpet av 1987 vil 5 nye fylker være ferdige. I de 11 fylkene som er i arbeid har en anslått mulige sand- og grusreserver til 9,9 milliarder m^3. Totalt for hele landet har vi mellom 18-20 milliarder m^3 sand og grus. Av disse er det store ressurser som ligger transportmessig ugunstig i forhold til forbruksstedene. Andre steder er ressursene nedbygd eller kvaliteten tilfredsstiller ikke kravene til brukernes formål.

NGU utgir en kartserie i svart/hvitt og enkelte steder i farger over sand- og grusressursene i målestokk 1:50 000. Det er produsert ca. 320 sand- og grusressurskart pr. september 1985, fig. 6. Disse kan kjøpes enten fra Statens kartverk v/fylkeskartkontoret i det aktuelle fylket eller fra NGU i Trondheim.

Det er utført ressursregnskap for sand, grus og pukk i Aust-Agder fylke i 1986 etter at Grusregisteret var ferdig etablert i fylket i 1985. Ressursregnskapet viser det totale uttak i 1985 og bruken av massene, fig. 7. Hensikten med regnskapet er å få dokumentert bruken og materialtransporten av de kartlagte ressursene.

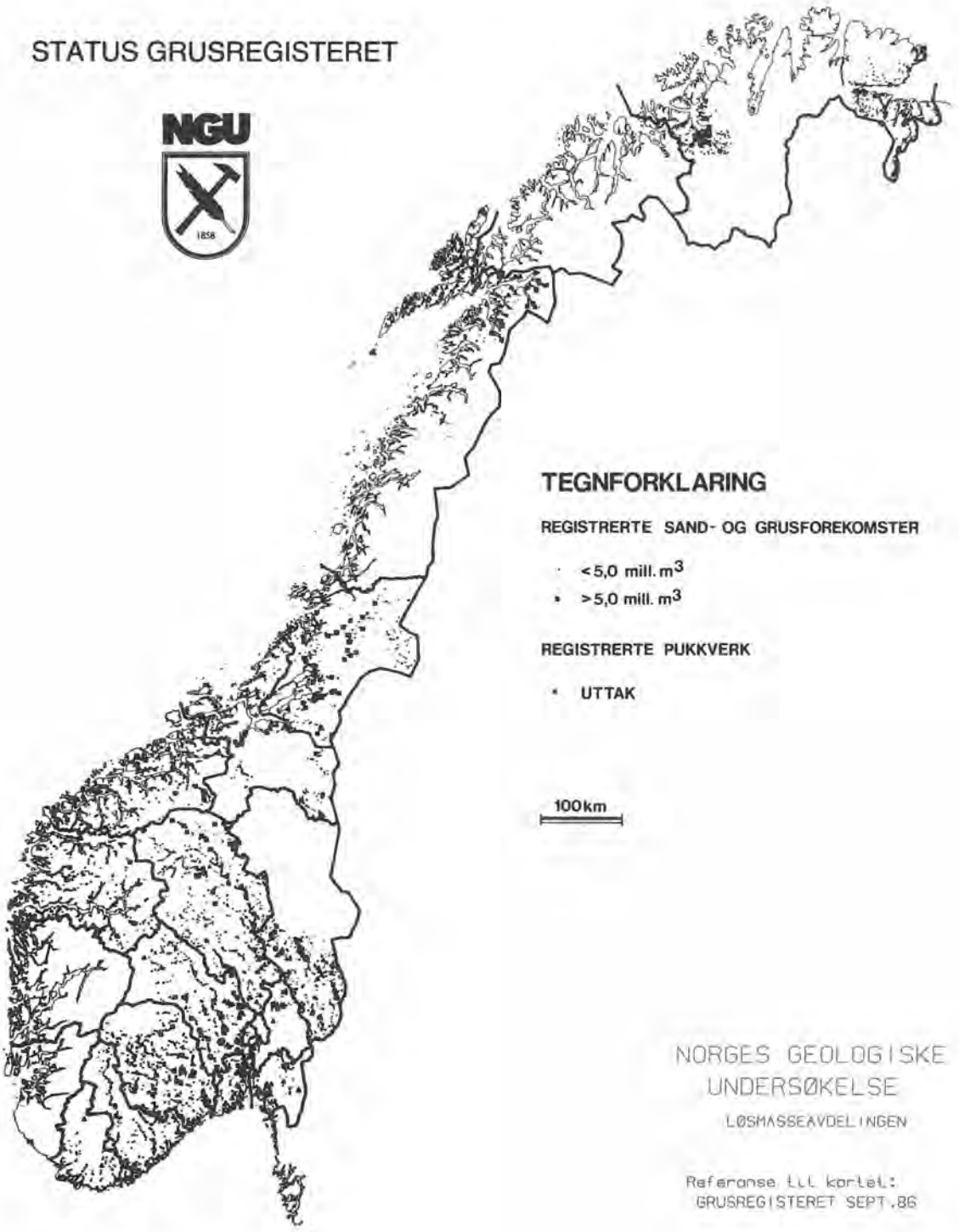


Fig. 3. Status for Grusregisteret, september 1986.

Status of the GRAVEL database, September 1986.

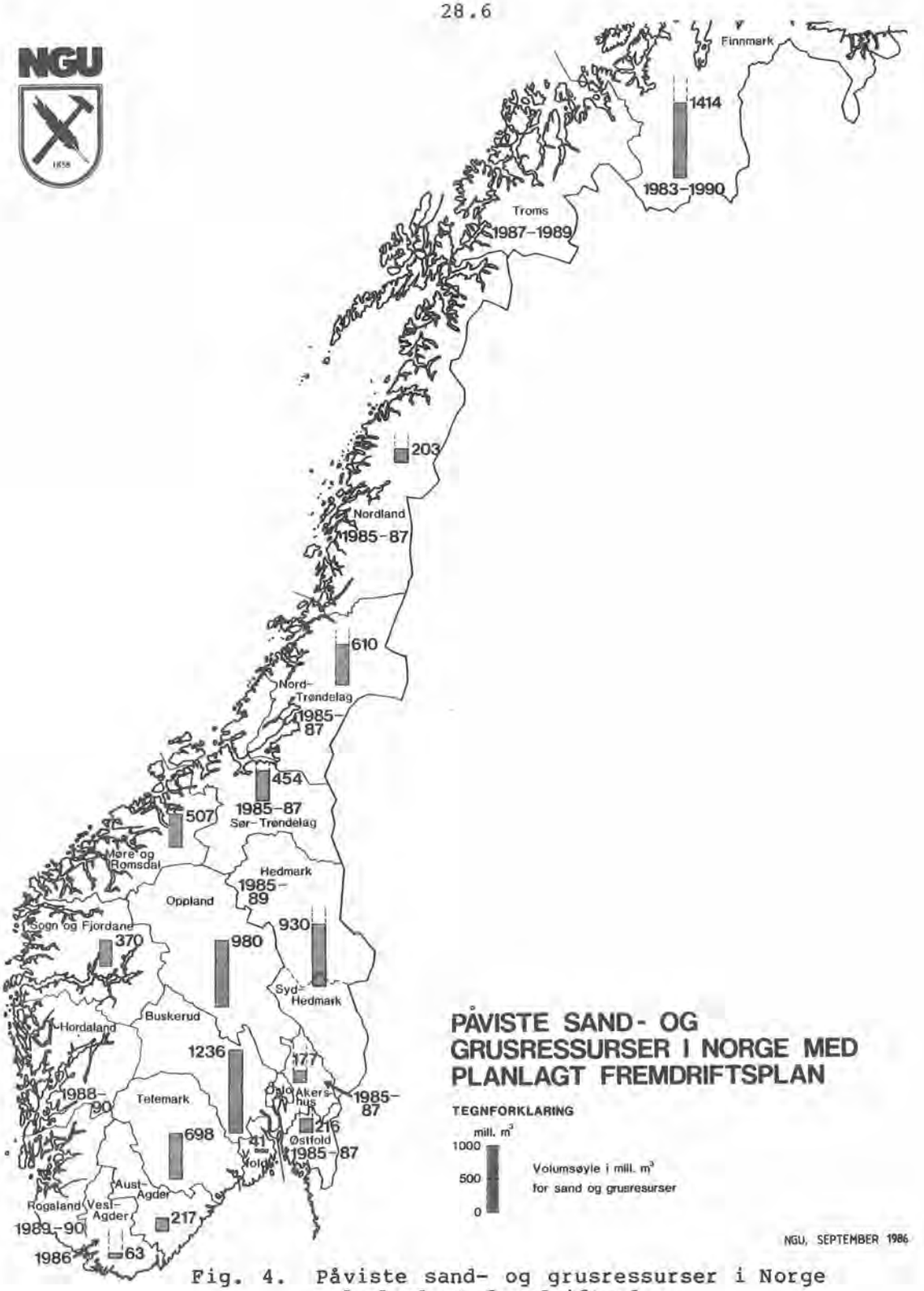


Fig. 4. Påviste sand- og grusressurser i Norge med planlagt fremdriftsplan

Proved registered sand- and gravel resources in Norway and a plan for further registration.

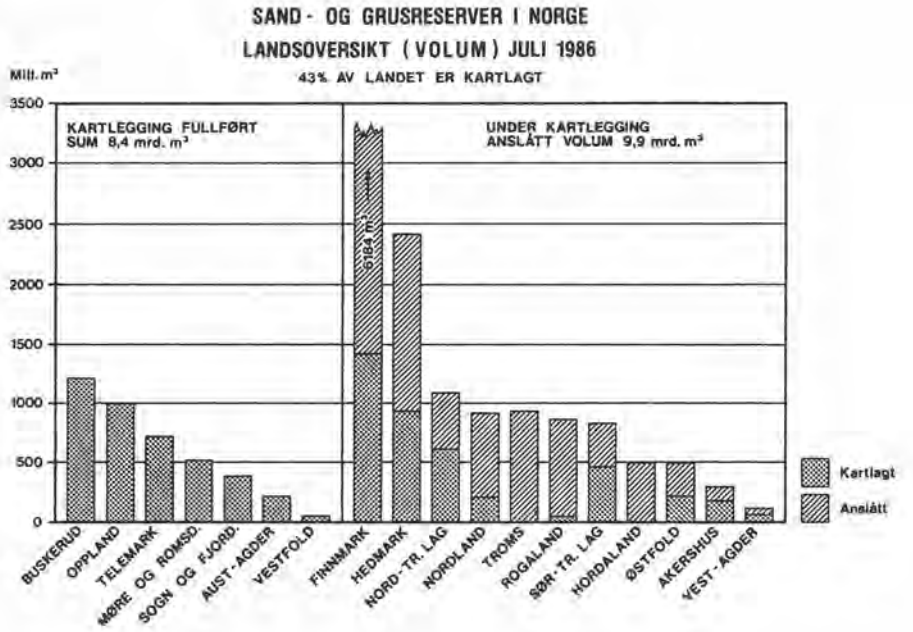


Fig. 5. Sand- og grusressurser i Norge. Landsoversikt med volum, september 1986. 43% av landet er kartlagt.

Sand- and gravel resources in Norway. National summary of volume registered up to September, 1986. 43% of the country has been covered.

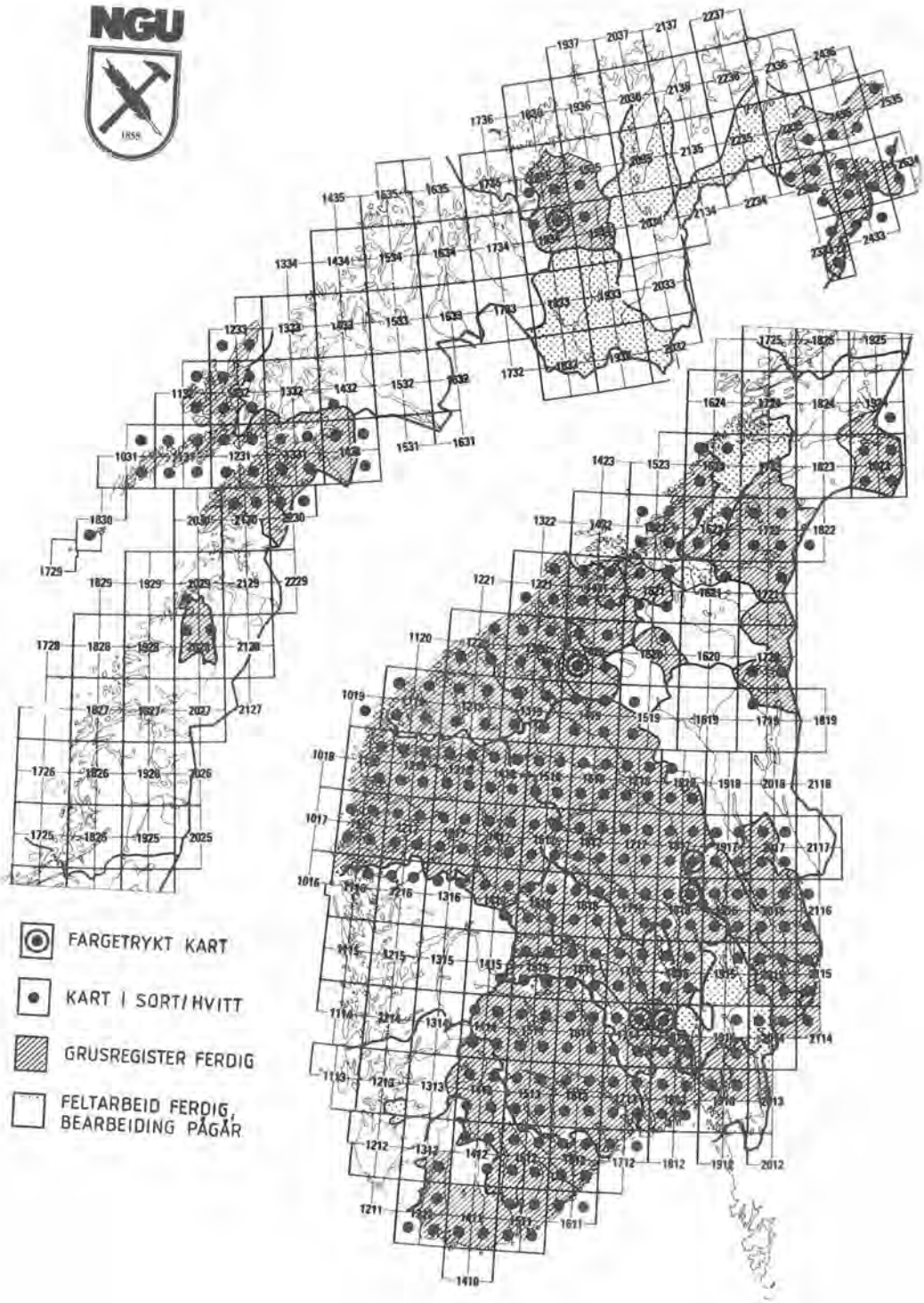


Fig. 6. Status september 1986.
Utgitte sand- og grusressurskart
M 1:50 000.

Sand- gravel-resource maps (1:50 000)
issued up to September 1986.

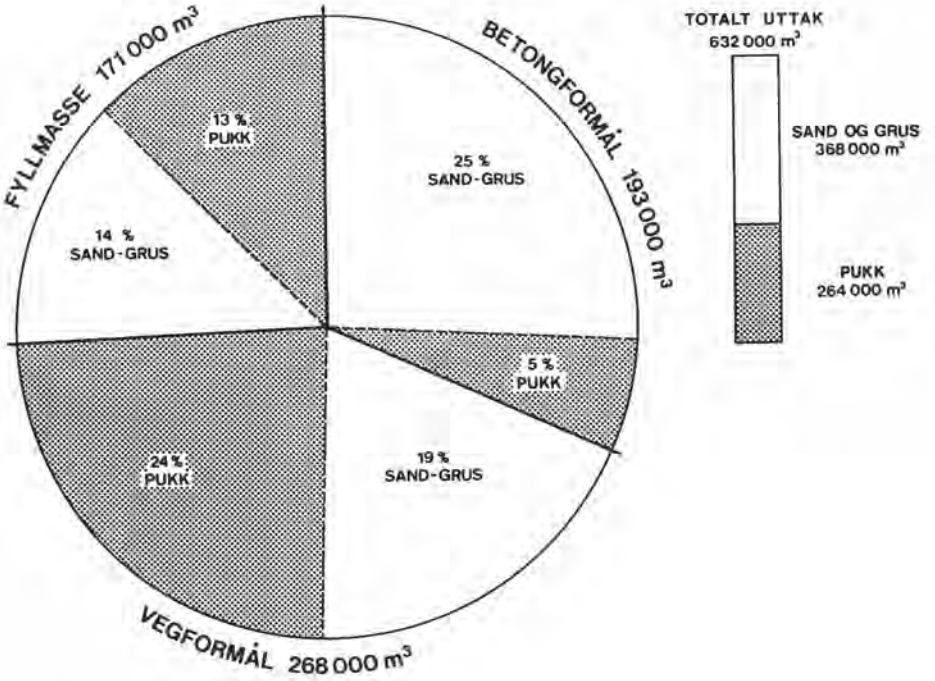


Fig. 7. Aust-Agder fylke. Bruk av sand, grus og pukk i 1985.

Aust-Agder county. Consumption of sand, gravel and hard-rock aggregate in 1985.

GRUSREGISTERETS INNHOLD

Hensikten med Grusregisteret er å skaffe grunnlag for planmessig utnyttelse av sand- og grusressurser gjennom dokumentasjon av hvor det er overskudd/underskudd på naturgrus, påvisning av alle uttakssteder og kvalitetsvariasjoner - regionalt og lokalt samt registrering av mulige arealbrukskonflikter.

Registreringene omfatter gjennomgang av opplysninger som finnes om sand- og grusforekomster i kartleggingsområder, f.eks. kvartærgeologiske kart og rapporter, flybildetolkning av området og feltbefaring med prøvetaking av forekomstene.

Registeret inneholder opplysninger om sand- og grusreservene og informasjon om produksjonssteder for sand, grus og pukk. Om den enkelte forekomst finnes opplysninger om:

- Beliggenhet (koordinatfestet)
- Volum (areal x gjennomsnittsmektighet)
- Kvalitet (bergarts- og mineralinnhold, evt. kornstørrelsesfordeling og mekanisk styrke)
- Arealbruk (massetak, dyrka mark, bebyggelse, skog og annet)
- Arealbrukskonflikter ved masseuttak
- Driftsforhold og snittbeskrivelser i eksisterende massetak
- Referanse til rapporter fra NGU, Statens Vegvesen, konsulenter eller andre fra forekomsten

Kart og utskrifter produseres med forskjellig innhold og kartmålestokk etter behov fordi alle data foreligger i digital form . Der er likevel en standard kartserie i M 1:50 000 og en rapportserie for generell bruk. Et eksempel på sand- og grusressurskartenes innhold er vist på fig. 8 for deler av Lier kommune i Buskerud. Registerets oppbygging gjør at det kan kobles til andre registre bygd på geodataprinsippet.

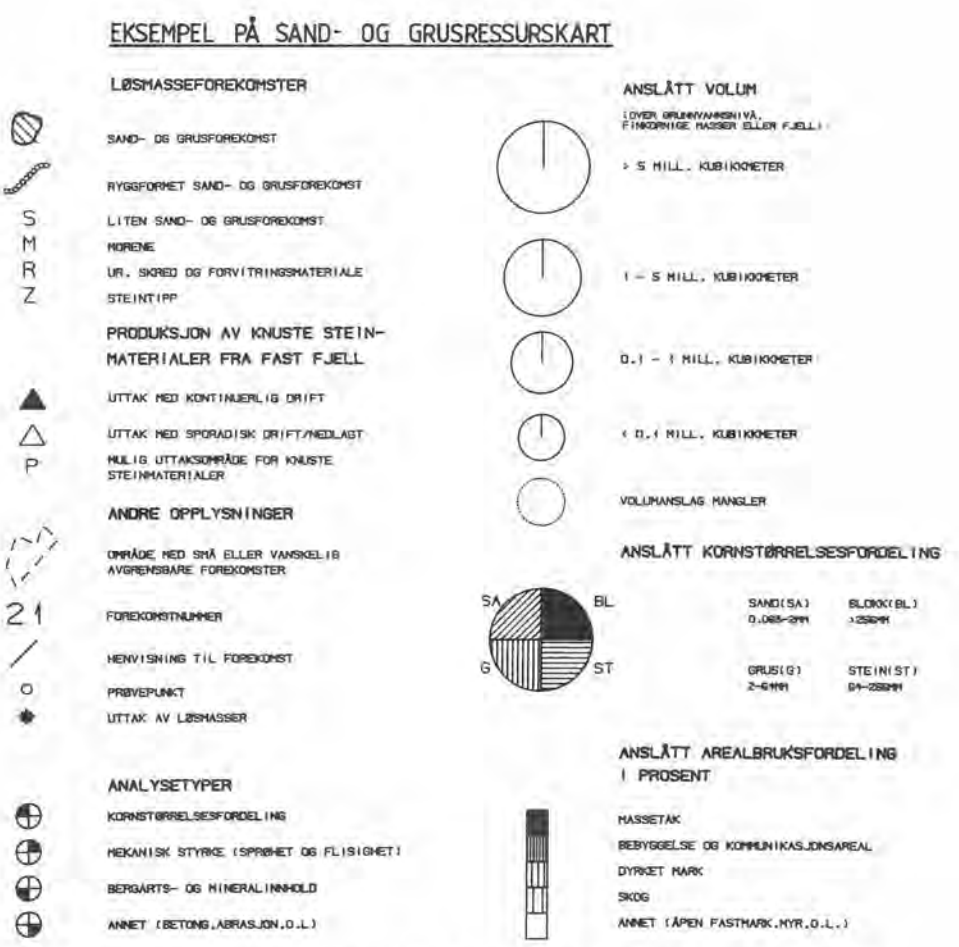


Fig. 8. Sand- og grusressurskart. Utsnitt fra kartblad Lier, M 1:50 000.

Example of map of sand- and gravel resources: part of the Lier map-sheet, 1:50 000.

PUKKREGISTERET

Som vist i fig. 1 representerer produksjonen av pukk store verdier sammenlignet med andre deler av bergverksindustrien. Det er grunn til å tro at forbruket av pukk vil øke i tiden fremover. NGU vil derfor de kommende år gjennomføre et regionalt kartleggingsprogram for å påvise aktuelle uttaksområder for pukk og registrere eksisterende uttak. Programmet er en integrert del av Grusregisteret.

Pukk eller naturgrus?

Markedsforholdene for pukk har sammenheng med den kvalitative og kvantiative fordeling av naturgrus.

I områder med underskudd på naturgrus er pukk et naturlig erstatningsmateriale. Lokalisering nær forbrukssentra gir konkurransedyktige priser i forhold til importert naturgrus.

Tilsvarende forhold gjør seg gjeldende i områder der naturgrusens kvalitet ikke tilfredsstiller kravene til generelle eller spesielle byggetekniske formål. Regional kartlegging av bergarter til pukkproduksjon må derfor ses i sammenheng med vår kunnskap om grusressursenes fordeling og kvalitet.

Ved økt etterspørsel etter knust stein vil denne dels kunne dekkes av eksisterende pukkverk, men den vil også føre til nyetableringer.

Ved lokalisering av slike nyetableringer vil et pukkregister, som inneholder analysedata for aktuelle bergarter og opplysninger om driftstekniske forutsetninger, være til stor nytte. Den enkelte bruker får tilgang til registeret ved hjelp av de samme rutiner som anvendes i Grusregisteret.

STATUS OG PRIORITERING AV KARTLEGGINGSOMRÅDER I PUKKREGISTERET

EDB-delen av Pukkregisteret er etablert i 1985. Uttesting er utført med Østfold som prøvefylke. I 1985 er pukkregistreringer utført i Aust-Agder. Sommeren 1986 er det gjennomført en massivregistrering med feltbefaring i alle eksisterende pukkverk i Norge, fig. 9. Det er tatt prøver av bergartene i 165 pukkverk for videre analysering ved NGUs laboratorium. Produksjon, knuseutstyr og priser på produkter vil sammen med analysedata gi bakgrunnsmateriale for videre bearbeiding og prioritering av nye kartleggingsområder. Det er registrert 158 pukkverk med

kontinuerlig drift i landet og ca. 8 med sporadisk drift, dvs. pukkverk med uttak hvert andre til fjerde år. Deler av materialet fra denne undersøkelsen vil bli tilgjengelig i rapportform i løpet av våren 1987.

En oversikt over aktuelle pukkforekomster må begrenses til områder hvor det allerede foreligger eller kan antas å oppstå et behov for knust stein.

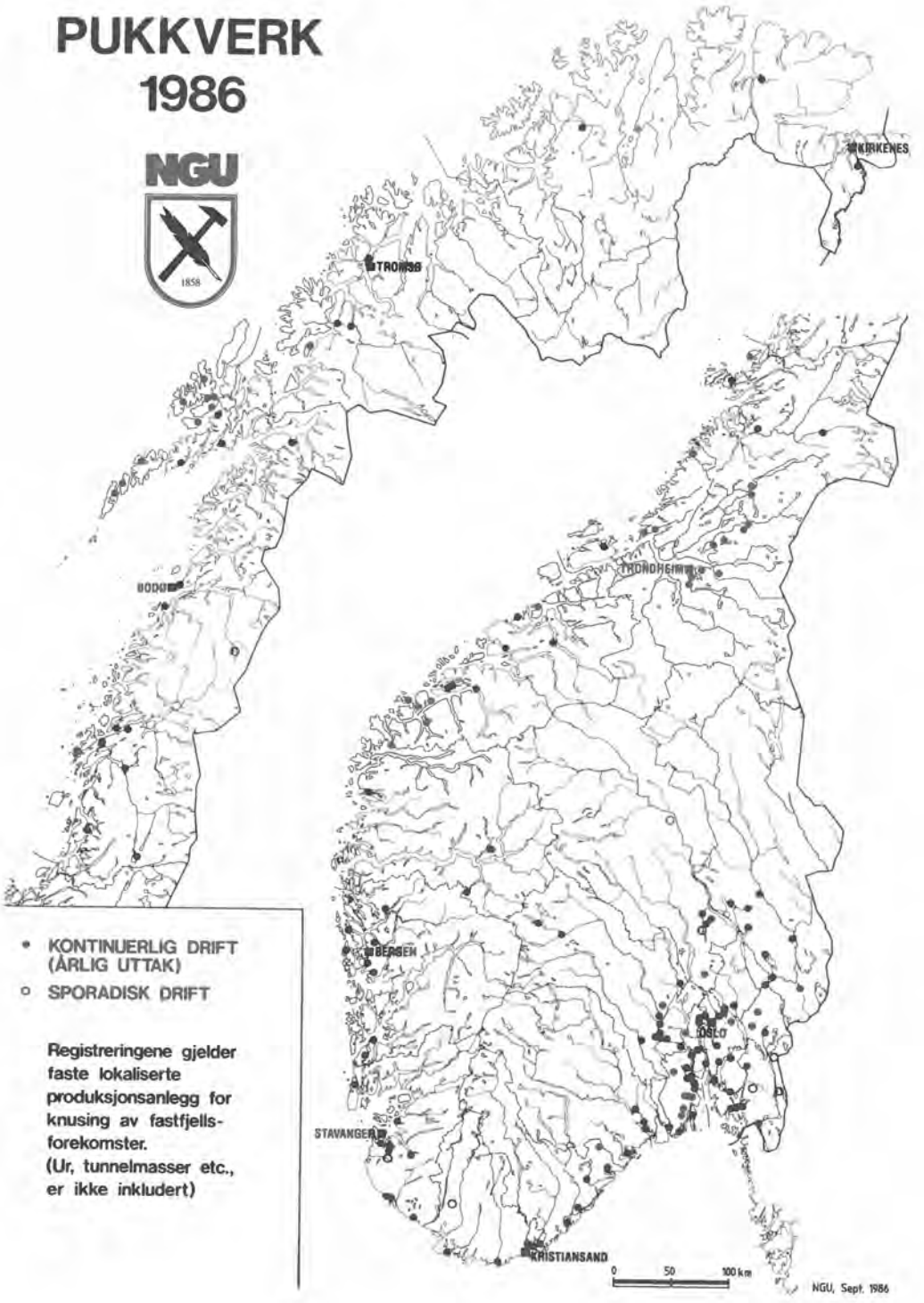


Fig. 9. Registrerte pukkverk i Norge, 1986

Hard rock aggregate quarries in Norway, 1986.

I praksis betyr dette at kartleggingen konsentreres til arealer omkring tettsteder og langs hovedveinettet. Vegetaten er storforbruker av pukk, og fremtidige behov på denne sektor må derfor tillegges stor vekt.

I felt skjer en lokal utvelgelse av lokaliteter som baseres på at forekomsten skal ha tilfredsstillende driftstekniske forutsetninger, både når det gjelder brytning og i forhold til omgivelsene. Dette innebærer at de fleste forekomster som registreres kan antas å ha brukbare "ytre" forutsetninger for uttak av stein.

STANDARD LABORATORIEANALYSER I PUKKREGISTERET

Som standard utføres fallprøve, abrasjonsanalyse og petrografisk undersøkelse (tynnslip) på representativ samleprøve fra hver forekomst. Disse analysene utføres ved NGU.

For spesielt interessante lokaliteter inngår i tillegg måling av SieversJ- og slitasjeverdi.

Standardanalysene har som siktemål å fremskaffe enhetlige bergartsdata, som kan benyttes til kvalitativ sammenligning av det råstoff som benyttes til pukkproduksjon.

Produktverdien som anvendes for å vurdere bergarters anvendbarhet i bituminøse vegdekker (roten av sprøhetstallet x abrasjonsverdi) vil bl.a. kunne leses direkte ut av pukkregisteret.

Forøvrig vil følgende parametre inngå i registeret:

1. Standard lokaliseringsdata
2. Areal og mektighetsanslag
3. Konfliktsituasjoner
4. Rapporter/beskrivelse
5. Eiendomsforhold
6. Driftsforhold
7. Bergartsdata
8. Mineralogi
9 Fysiske og mekaniske egenskaper

NGUs FREMTIDIGE DATAKOMMUNIKASJON AV GEOLOGISKE DATA

NGUs målsetning er at geologiske data skal være lett tilgjengelig for brukerne. Det er utviklet et eget utskriftsprogram for NGUs databaser. Brukerne selv, konsulenter, entreprenører, vegkontor og andre skal ha muligheten til å hente informasjon som ligger lagret i EDB-systemet. De kan bruke programmet direkte fra sin egen dataskjerm via et modem. Utskriftsprogrammet er i drift for følgende databaser:

- referanseregister (alle geologiske data - publikasjoner - rapporter - produsert av NGU)
- Grus- og Pukkregisteret
- grunnvannsbrønner i fjell

NGU samarbeider med Miljøverndepartementet ved Statens kartverk om datakommunikasjon i et Cosmosnett. I løpet av 1987 vil dette nettet danne grunnlaget for fremtidig bruk og informasjonsformidling av NGUs data.

Grusregisteret har vært et pionérprosjekt når det gjelder EDB-baserte naturregistere, både her i landet og i Europa. Kart og tekst legges inn på EDB. Dette har gjort bearbeidingen av data effektiv, bl.a. er man helt uavhengig av tegnere og tradisjonelle reproavdelinger, alle forekomstareal og kartsymboler digitaliseres. Ajourhold om uttakssteder og geologisk kartlegging utføres etter bestemte rutiner. Det vil bli laget ressursregnskap etter modell utført i Aust-Agder i de andre ferdig etablerte fylkene med grusregister.

NGU har utvidet databasen i Grusregisteret med et Pukkregister i løpet av 1986. Sistnevnte blir en integrert del av Grusregisteret. Kartpresentasjon av pukkdata vil skje parallelt med sand- og grusdata på felles kart i målestokk 1:50 000.

En landsomfattende kartdekning av aktuelle pukkforekomster vil fortsette i 1987 og antas fullført før 1995. Hvorvidt denne tidsplanen kan holdes er avhengig av hvilken økonomisk ramme prosjektet gis.

Opplysninger om disse ressurstyper i ett og samme register gir informasjon om den totale byggeråstoffsituasjonen i en region. Brukere får mulighet til å vurdere uttak av alternative ressurser ut fra aktuelle arealkonflikter og transportøkonomi, f.eks. på EDB-baserte kart.

LITTERATUR

Hansen, H. J. og Wolden, K.: Ressursregnskap Aust-Agder fylke 1985. NGU-rapport nr. 86.163.

Hugdahl, H. og Neeb, P.-R.: Regional kartlegging av Grus- og Pukkregisteret. NGU-rapport nr. 85.174 og Våre Veger nr. 9, 1985.

Høseggen, S. og Myhren, R.: Framhenting av EDB-basert informasjon fra NGU. Brukerbeskrivelse. NGU-rapport nr. 86.029.

Neeb, P.-R.: Årsrapport for Grusregisteret 1985. NGU-rapport 86.039.

Stokke, J. A.: Grus- og Pukkregisteret. Innhold og feltmetodikk. NGU-rapport nr. 86.126.

HVOR SPRAKER DET ?
REGIONAL KARTLEGGING AV SPENNINGSFORHOLDENE I NORGE

WHERE DO SPALLING OCCUR ?
REGIONAL MAPPING OF ROCK STRESSES IN NORWAY

Siv.Ing. Tor Harald Hanssen, SINTEF Avd. for bergteknikk
Dr.Ing. Arne Myrvang, NTH Inst. for gruvedrift

SAMMENDRAG

På grunnlag av utførte bergspenningsmålinger kan enkelte områder av Norge karakteriseres som "høgspente", det vil si at subhorisontale spenninger opptrer på regional basis. Kartleggingen av spenningsforholdene i Norge er en kontinuerlig prosess som vil foregå så lenge bergspenningsmålinger utføres. Kunnskap om bergspenningenes forekomst vil føre til bedre utforming av alle typer bergrom.

SUMMARY

Regions of high subhorizontal stresses have been detected due to systematic rock stress measurements and mapping. This mapping is a continous task that will continue. Knowledge of the in situ rock stresses are vital to the design of any subsurface excavation.

INNLEDNING

Spraking er en lettere form for bergslag som inntreffer når bergmassen i nærheten av bergrom blir belastet mer enn den tåler. I stive bergarter resulterer dette i en rask nedbrytning og brå energiutløsning - spraking. Bergslag inntreffer som regel i sammenheng med store spenningsomlagringer, og er ofte knyttet til enkelte soner av stivere eller sterkere berg.

Selv om disse generelle forholdene er godt kjent, er det foreløpig ikke mulig å forutsi de enkelte bergslagsyttringer før de er igang. Imidlertid kan størrelsen og intensiteten kontrolleres ved en nøye utforming av bergrommene, mens bergslagsyttringene i ettertid kan vurderes ved å følge opp den registrerte seismiske aktiviteten i området. Bergslag på grunn av gruvedrift har i Syd Afrika vært opphav til jordskjelv opp til styrke 4.2 på Richters skala (Salamon 1984).

SINTEF Avdeling for bergteknikk startet i 1985 prosjektet "Kartlegging av spenningene i den norske berggrunnen". Målet er å være i stand til å gi en prognose for visse deler av Norge med hensyn på bergspenningenes størrelse og orientering. Arbeidet er også en del av et større samarbeid mellom Norges Tekniske Høgskole (NTH), SINTEF, Høgskolan i Luleå (LuH) og Universitetet i Helsingfors som tar for seg spenningsforholdene i Skandinavia (Stephansson, 1986). Prosjektet har til nå vært støttet av Norges-Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd (NTNF), Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), og på spesielle måleoppdrag Norges Vassdrag og Elektrisitetsvesen (NVE), Vegdirektoratet, Tafjord Kraftselskap og Nordland Vegkontor (Veg rundt Leirfjorden). Prosjektet kommer til å fortsette de neste to år med stadig nye bergspenningsmålinger og kartlegging i felt.

HVORFOR SPRAKER DET ?

Spraking forekommer mest i såkalte stive eller sprø bergarter. Uansett hvordan fenomenet er forklart, opptrer det sammen med reorientering og konsentrering av bergspenninger. Dersom spenningene er høge i forhold til bergmassens styrke kan spraking opptre. De opprinnelige bergspenningene kan være horisontale og av tektonisk karakter, de kan være av topografisk eller gravitativ karakter. Spenningene trenger ikke være høgere enn bergmassens trykkfasthet for at spraking skal initieres. Erfaringsmessig er det nok at spenningene overstiger 60 - 80 % av bergmassens trykkfasthet. To fenomener kan da være den utløsende årsak til sprakingen, såkalt spenningskorrosjon[1] (Lajtaj, 1986) eller tilført seismisk energi. Ved konvensjonell kryptesting av de involverte bergartstypene, er det mulig å forutsi evnen til spenningskorrosjon.

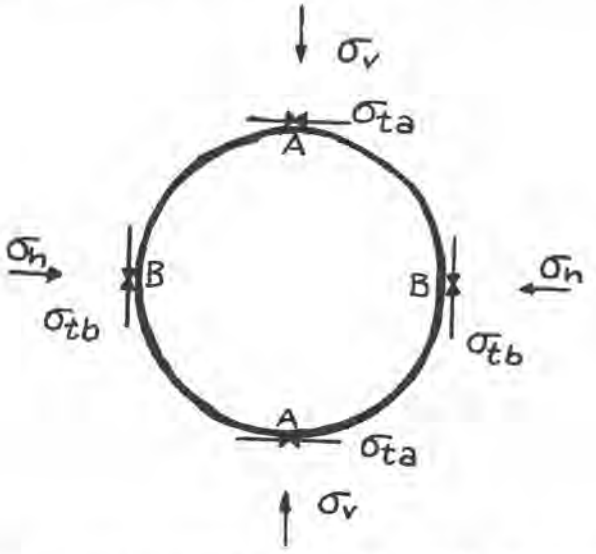
---

[1] Spenningskorrosjon er definert av Lajtaj & Bielus som reduksjon av bergmassens styrke på grunn av mikrooppsprekking. Denne tidsavhengige oppsprekkingen er avhengig av spenningsnivå, temperatur, fuktighet og bergmassens rheologi.

Spenningskonsentrasjonene som opptrer på tunnelperiferien av en fullprofilboret tunnel i en elastisk bergmasse er vist i figur 1 og tabell 1. Effekten av forskjellige spenningsforhold er her angitt på en kvalitativ måte.

I et hydrostatisk spenningsfelt, tabell 1 (1), vil de induserte tangentialspenningene være relativt små. En tunnel i et rent gravitativt spenningsfelt, tabell 1 (2), vil ved stor overdekning eller i en dalsidesituasjon ha høge spenningskonsentrasjoner i tunnelveggene. Dersom bergspenningene er av tektonisk karakter, tabell 1 (3), med subhorisontale høge spenninger, vil høge spenningskonsentrasjoner opptre i tak og såle ved lav overdekning, men avta ettersom overdekningen øker. Dersom både de horisontale og vertikale bergspenningene er høge, tabell 1 (4), vil spenningene motvirke hverandre, men kan dersom de er store nok i forhold til bergmassen's styrke føre til spraking rundt hele tunnelprofilet. I tabell 1 felt (2) og (3) er minste tangentialspenning negativ. Dette inntreffer når spenningsfeltet er meget anisotropt, og kan føre til strekkriss langs tunnelen. Slike strekkriss, forårsaket av mekanisme (2) tabell 1, er funnet ved påhugg Litletind i Kobbelvområdet.

På bakgrunn av disse betraktningen ble dataene fra de tidligere spenningsmålingene forsøkt sammensatt. De første resultatene er rapportert (Hanssen, 1986), og flere resultater fra andre deler av Norge blir kontinuerlig bearbeidet og gjøres dermed tilgjengelig for alle som er interessert.



Figur 1 Spenningskonsentrasjonene rundt et sirkulært bergrom

Tabell 1 Tangentialspenninger til bergrommet vist i figur 1

	σ_v lav	σ_v høg
σ_h lav	$\sigma_{ta} > 0$ (1) $\sigma_{tb} > 0$	(2) $\sigma_{ta} < 0$ $\sigma_{tb} >> 0$
σ_h høg	$\sigma_{ta} >> 0$ (3) $\sigma_{tb} < 0$	(4) $\sigma_{ta} > 0$ $\sigma_{tb} > 0$

σ_h Horisontal opprinnelig bergspenning
σ_v Vertikal opprinnelig bergspenning
σ_{ta} Indusert tangentialspenning i punkt a
σ_{tb} Indusert tangentialspenning i punkt b

KARTLEGGING AV SPENNINGSFORHOLDENE I NORGE

Bergspenningsmålinger har i Norge kun blitt utført for praktiske formål. Det kan ha vært dimensjonering av pilarer i gruver eller bestemmelse av minste hovedspenning ved kraftanlegg for dimensjonering og sikring av vannveiene.

Selv om det ikke har vært foretatt målinger prinsipielt for å bestemme den regionale spenningstilstand, har det likevel blitt høstet verdifull erfaring med den globale fordeling av bergspenninger. Enkelte områder har klart pekt seg ut som områder som ikke følger det gravitative spenningsbilde. Disse områdene med høge subhorisontale bergspenninger har blant annet blitt utpekt som mulige områder for lagring av gass under høgt trykk (Roald, 1986).

Noen områder kan umiddelbart klassifiseres som bergspenningsmessig ensartede områder.

Områder med relativt høge subhorisontale bergspenninger:

Sør-Varanger området med middels høge tektoniske spenninger orientert nær nord - syd og øst - vest.

De prekambriske vinduene i Nordland, fra Svartisen - Glomfjordvinduene i sør til Rombaksvinduet i nord. I disse områdene er det utpreget eksfoliasjon, noe som er en tydelig indikator på "høgspente" områder.

De prekambriske områdene fra Møre til Namsos synes også å være såkalte høgspenningsområder.

På grunnlag av overflatekartlegging synes det som om gneisområdet mellom Sognefjorden og Bergensbuene er et "høgspent" område på liknende måte som grunnfjellsvinduene i Nordland. Dette må imidlertid verifiseres ved bergspenningsmålinger og nøyere kartlegging.

I kystsonen langs vestlandet er det målt relativt høge bergspenninger som står parallelt kysten.

Kontaktsonen mellom Oslofeltet og de omliggende prekambriske grunnfjellsbergarter er også dominert av tildels høge horisontale bergspenninger. Spenningene er orientert etter de store bruddsonene

Områder med lave eller ingen remanente bergspenninger:

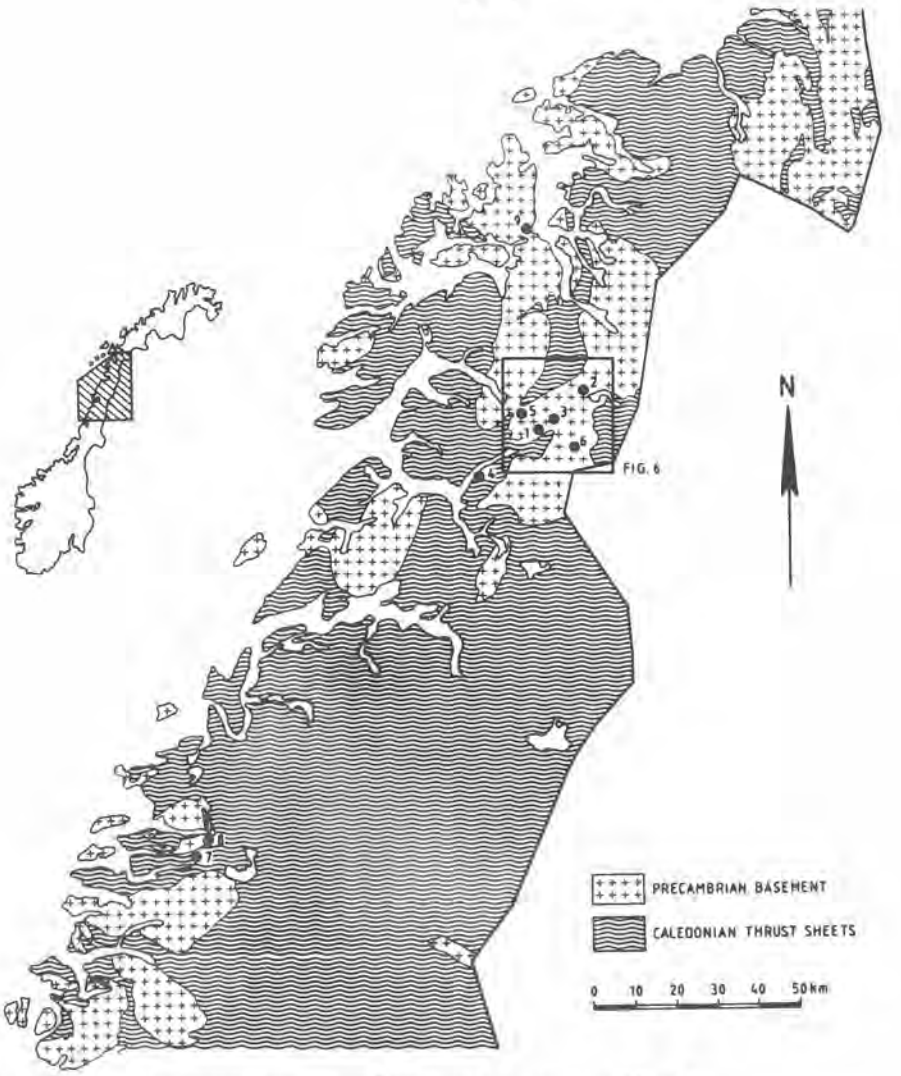
I områder som domineres av skifrige eller sedimentære bergarter, mer plastiske, synes det som eventuelle tektoniske spenninger tildels har blitt utløst.

Det er vanskelig å utpeke noen områder og ikke andre til å være mer eller mindre fri for tektoniske eller remanente spenninger uten først å ha foretatt bergspenningsmålinger. Imidlertid kan noen områder sies å ha større mulighet for anomale spenningsforhold enn andre.

DE NORDLANDSKE GRUNNFJELLSVINDUER

Resultatene fra bergspenningsmålinger foretatt i Tysfjordgranitten (Hanssen 1986) og Glomfjord - Svartisenvinduet er sammenstillt. Målestedene er vist i figur 2, mens resultatene er vist i tabell 2. I Tysfjordgranitten er bildet entydig, høge horisontale spenninger som klart avviker fra et gravitativt spenningsfelt. De horisontale spenningene er orientert nær nord - syd og øst - vest, hvor den siste er den største. Dette faller sammen med målinger som er foretatt i umiddelbar nærhet til Rombakksvinduet (Myrvang, 1979, 1980) og i Vietasområdet (Martna, 1986). Målingene i Glomfjordområdet nær den tektoniske grensen mellom grunnfjell og kaledonske skyvedekker er påvirket ev denne.

De høge subhorisontale spenningene kan også ha sammenheng med den jordskjelvsaktiviteten som er registrert i disse kystområdene. Mulig aktive soner som går parallelt kysten er også registrert på kontinentalsokkelen (Selnes, 1980).



Figur 2 Plassering av målesteder i Nordland

1 Nedre del av trykksjakta, Kobbelv kraftstasjon.
2 Overføringstunnel, Reinoksvatnet.
3 Kryss mellom overføringstunneler, Litletind.
4 Portal, Berrflågan vegtunnel.
5 Vegtunnel, Kobbskar - syd.
6 Overføringstunnel, Langvatn.
7 Vegtunnel, Glomfjord - Holandsfjord - syd.
8 Vegtunnel, Glomfjord - Holandsfjord - nord.
9 Kvartsgruve, Drag.

Tabell 2 Resultater fra bergspenningsmålinger i de Nord-Norske grunnfjellsvinduene

Sted	1	2	3	4	5	6	7	8	9
σ_1 (MPa)	20.3	17.1	24.7	9.2	26.4	26.8	19.1	12.3	9.0
dipd.(°)	215	109	104	149	263	053	014	251	095
dip (°)	34	16	03	01	10	08	74	20	04
σ_2 (MPa)	16.3	8.0	17.5	6.4	15.7	14.8	17.7	8.8	6.8
dipd.(°)	349	017	194	059	357	323	238	053	186
dip (°)	46	10	04	03	18	02	11	69	11
σ_3 (MPa)	9.7	3.5	12.1	4.1	11.5	5.1	10.8	4.4	3.3
dipd.(°)	107	256	339	258	147	219	146	159	344
dip (°)	24	72	85	87	69	81	11	06	79
σ_v (MPa)	17.7	4.7	12.3	4.1	12.3	5.3	18.6	9.1	3.5
$\sigma_h$max(MPa)	20.3	13.3	24.4	9.2	26.1	24.6	16.8	11.9	8.1
$\sigma_h$min(MPa)	11.5	10.6	17.6	6.5	17.5	16.8	12.6	4.1	7.6
h (m)	680	90	450	30	620	250	700	600	35
σ_v (teor)(MPa)	17.0	2.2	11.4	0.7	15.4	6.5	19.0	15.0	1.0
σ_h (teor)(MPa)	2.8	0.4	2.0	0.2	2.9	1.4	3.0	2.2	0.2
Bergart	G	G	G	G	G	G	S	G	Q
Youngs m. (GPa)	24.1	24.2	26.9	27.2	27.3	24.0	38.8	23.1	32.0
Poissons r.	0.14	0.16	0.13	0.18	0.16	0.18	0.12	0.12	0.14
Romvekt (kN/m^3)	25.0	24.4	25.4	24.7	-	26.1	26.3	-	-
Anmerkning	-	1	1	2	-	-	5	3	4

Forkortelser:

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - Hovedspenninger
Fallretning (dipd.) og fall (dip) for spenningsvektorene er oppgitt for plotting i nedre halvkuleprojeksjon.
$\sigma_v, \sigma_{hmax}, \sigma_{hmin}$ - målt vertikal, største og minste horisontalspenning.
$h, \sigma_v(teor), \sigma_v(teor)$ - Vertikal overdekning og tilsvarende teoretisk vertikal og horisontalspenninger.
G - Gneis S - Skifer Q - Kvarts

Anmerkning:

1 Målte spenninger er influert av dalsideeffekter
2 Målehull for bergspenningsmåling er boret fra vegskjæring, og resultater er påvirket av dalsideeffekter.
3 "Core disking" på grunn av lav bergartsstyrke og at spenningene er reorientert av kontakt mellom prekambriske og kaledonske bergarter.
4 Målingene er utført i pegmatittisk kvarts.
5 Målingene er utført i kaledonske dekkebergarter.

SAMMENLIGNING AV RESULTATER FRA FORSKJELLIGE MÅLESTEDER OG MÅLEMETODER

Resultatene fra over 500 spenningsmålinger er til nå samlet inn fra Finland, Norge og Sverige. En vesentlig del av disse målingene er forstyrret av lokale topografiske og geometriske effekter. Likevel har det vært mulig å undersøke effekten av forskjellige målemetoder, spenning som funksjon av dyp og annet.

De forskjellige målemetodene for bergspenningsmålinger som har vært benyttet i Skandinavia kan deles i fire grupper:

A) Friboring ved Hast
B) Friboring ved Leeman/Hiltscher, Vattenfall
C) Friboring ved Leeman, Leeman/NTH, Leeman/LuH
D) Hydraulisk oppsprekking LBL, CTH, LuH

Resultatene fra regresjonsanalyse av målinger foretatt med disse metodene gir forskjellige resultater. Regresjonslinjen og korrelasjonskoeffisienten sier noe om hvordan målingene stemmer overens med hverandre.

Regresjonslinjen har følgende form:

$$\sigma = a \cdot z + b$$

σ - Horisontalspenning (MPa) z - Vertikal overdekning (m)
a og b - konstanter

Tabell 3 Regresjonslinjenes konstanter for horisontalspenning som funksjon av vertikal overdekning

	Største horisontalspenning			Minste horisontalspenning		
	a	b	r^2	a	b	r^2
A	0.0724	9.1	0.78	0.0542	5.3	0.83
B	0.0446	10.4	0.61	0.0286	5.0	0.58
C	0.0444	6.7	0.61	0.0329	0.8	0.91
D	0.0399	2.8	0.79	0.0240	2.2	0.81

Resultatene fra tabell 3 viser at bergspenningsmålinger ikke uten videre kan sammenlignes når de er utført med forskjellig metode. De tildels lave korrelasjonskoeffisientene viser at målingene innen en gruppe ikke er konsistente, de er påvirket av utenforliggende fenomen som topografi, geometriske forhold,

vekslende geologiske forhold og ikke minst varierende tektoniske spenninger.

Tabellen viser også at det ikke er mulig å slå sammen data fra større områder uten å introdusere betydelige feil i slutningene.

KONKLUSJON

Det hersker ikke enighet om årsaken til bergslagsproblemer. Imidlertid opptrer bergslag, og den mer moderate spraking i tilkytning til bergrom med assosierte høge tangentialspenninger. Dersom det er mulig å utforme bergrom slik at høge spenningskonsentrasjoner unngås, vil sprakefjellsproblemene være redusert til et minimum. Før dette kan finne sted må bergspenningene og deres retning være kjent. Dette kan idag kun bestemmes ved tredimensjonale spenningsmålinger.

Ved å utføre flere tredimensjonale bergspenningsmålinger på noen utvalgte steder, kan en bergspenningsprognose for større områder postuleres. Dette er gjort i Kobbelvområdet og resultatene synes å gjelde for de fleste grunnfjellsvinduene i Nordland.

Resultatene fra bergspenningsmålinger fra forskjellige områder kan ikke uten videre settes sammen til en altomfattende prognose. Resultatene fra forskjellige målemetoder gir også forskjellige resultat. Foreløpig er det ikke påvist om dette er et resultat av målemetodene eller utenforliggende årsaker.

REFERANSER

Hanssen,T.H. & Myrvang,A. 1986: Rock Stresses and Rock Stress Effects in the Kobbelv Area, Northern Norway.In: Stephansson O.(ed.), Proceedings of Rock stresses and rock stress measurements, Luleå, CENTEK Publishers, 625 - 634.

Lajtaj,E.Z. & Bielus,L.P. 1986: Stress Corrosion Cracking of Lac du Bonnet Granite in Tension and Compression. Rock Mechanics and Rock Engineering. 19, 71 - 87.

Martna,J. & Hansen,L. 1986: Initial Rock Stresses Around the Vietas Headrace Tunnels nos. 2 and 3, Sweden.In: Stephansson,O.(ed.), Proceedings of Rock stresses and rock stress measurements, Luleå, CENTEK Publishers, 605 - 613.

Myrvang,A. 1979, 1980: Upubliserte rapporter over resultat fra bergspenningsmålinger ved Sildvikanlegget.

Roald,S., Ustad,O. & Myrvang,A. 1986: Natural Gas Storage in Hard Rock Caverns. Tunnels & Tunneling, vol 18 no 1, 24 - 25.

Salamon, M.D.G. 1984: Rockburst hazard and the fight for its alleviation in South African gold mines. In: Richards,L. (ed.),Proceedings of Rockbursts: prediction and control, London, IMM, 11 - 36.

Selnes,P.B. 1980: Earthquake Risk for Structures in the North Sea. In: Heltzen,A.M., Garshol,K., Mowinckel-Amundsen,A. (eds.),Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1980, Trondheim, Tapir, 35.1 - 35.15.

Stephanson,O., Sarkka,P. & Myrvang,A. 1986: State of stress in Fennoscandia.In: Stephansson,O.(ed.), Proceedings of Rock stresses and rock stress measurements, Luleå, CENTEK Publishers, 21 - 32.

KLASSIFIKASJON AV BERGMASSER MED HENSYN TIL STABILITET I TUNNELER.
NYE ERFARINGER MED Q-METODEN

CLASSIFICATION OF ROCK MASSS WITH RESPECT TO TUNNEL STABILITY.
NEW EXPERIENCES WITH THE Q-SYSTEM

Cand. real Eystein Grimstad *
Dr. Nick Barton *
Dr.ing. Reidar Lien *
Sivilingeniør Johnny Lunde *
Cand. real Fredrik Løset *

*Norges Geotekniske Institutt, Oslo

SAMMENDRAG

Q-systemet ble første gang presentert i 1974. Q-systemet er utarbeidet på empirisk grunnlag med bakgrunn i data fra 212 godt beskrevne berganlegg. Av disse har Cecil beskrevet 90 anlegg. Systemet deles i en bergmassebeskrivelse og en tilhørende sikringsbeskrivelse for de ulike bergkvaliteter.

Etter at Q-systemet har vært i bruk over store deler av verden i 12 år med en stadig utvikling av drivemetoder og sikringsteknologi kan tiden være inne for revisjon av Q-metoden. Artikkelen diskuterer mulige forbedringer av bergmassebeskrivelsen ved å se på bl.a. orientering og bredde av bruddstrukturer, TBM-drevne tunneler m.m. Forenkling av sikringsbeskrivelsen, samt en oppdatering av denne med hensyn til nyere teknologi og til de beste økonomiske løsningene er under arbeide. Særlig bruk av fiberarmert sprøytebetong har gitt grunnlag for endring av sikringsbeskrivelsen.

SUMMARY

The Q-system was introduced for the first time in 1974. The Q-system is an empirical method based on 212 tunnel case records, of which Cecil has described 90 cases. The system is divided into a rock mass description and a tunnel support description for the respective rock mass qualities.

After 12 years use in many countries involving new tunnel driving- and support-techniques, the Q-system may now need updating. The paper discusses the possibility for some improvements in the rock mass classification. The orientation and the width of fracture zones, TBM-driven tunnels etc. are discussed. Work is going on to simplify the rock support description tables, and update them with respect to new technology and the most economical solutions. Especially the use of steelfibre reinforced shotcrete is now introduced in the Q-system.

FORORD

Klassifikasjon av bergmasser med hensyn til stabilitet for bestemmelse av sikring i tunneler og bergrom har vært utført etter mange ulike systemer.

Q-systemet ble første gang presentert i 1974. [1], [2]. Q-systemet er basert på analyse av 212 godt dokumenterte berganlagg valgt ut fra ca. 500 beskrevne anlegg. 90 av disse anleggene er beskrevet av Cecil (1970) [3]. Det ble ut fra dette materialet funnet en korrelasjon mellom mengde og type permanent sikring og bergmassekvaliteten. Etter meget prøving og feiling kom en fram til Q-systemet. Q-systemet har siden 1974 fått utbredelse over store deler av verden.

Erfaringer fra tunneldrift i varierende geologiske formasjoner og nye drivemetoder og sikringsteknologier har utviklet seg siden 1974. Tiden er således inne for en oppdatering av Q-systemet, spesielt med hensyn til sikringsbeskrivelser.

En del brukere av Q-systemet har i årenes løp gitt en del tilbakemeldinger om hvordan de mener systemet kan forbedres. Dette har gitt verdifulle bidrag til den interne diskusjonen på NGI omkring mulige endringer i systemet.

Enkelte mener at systemet er for komplisert og detaljrikt. Andre hevder at et slikt empirisk system vil konservere alle tidligere vaner og uvaner (f.eks overdimensjonering) innen tunnelsikring. Mange brukere mener systemet kunne tatt mer hensyn til tunnelens eller bergrommets orientering i forhold til strukturer i bergmassen. Ellers er det gitt mange forslag til endringer av ulike detaljer i Q-systemet.

I Norge har det til nå vært små eller ingen krav til dokumentasjon av de vurderinger som gjøres innen ingeniørgeologi. Men etterhvert som vi får prosjekter utenlands og utviklingen går mot mer bruk av kvalitetssikring i anleggsbransjen, vil Q-systemet være et nyttig redskap for den nødvendige dokumentasjon av bergmassenes stabilitet for vurdering av sikringsomfanget.

Q-SYSTEMET

Q-verdien gir en numerisk beskrivelse av en bergmasse med hensyn til de stabilitetsforhold som kan ventes i en tunnel eller et bergrom. Q-verdien kan bestemmes ved geologisk kartlegging. Se fig. 5.

Q-verdien bestemmes på grunnlag av 6 forskjellige parametere.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{Jr}{J_a} \cdot \frac{Jw}{SRF} \qquad (1)$$

De tre faktorene gir tallverdier for ulike egenskaper som:

Blokk-størrelse $\frac{RQD}{J_n}$

Skjærfasthet $\frac{Jr}{J_a}$

Aktiv spenning $\frac{Jw}{SRF}$

De 6 parametrene som inngår i formelen (1) er:

RQD	= Oppsprekningstall	(10 - 100)
J_n	= Sprekkesett-tall	(0,5 - 20)
J_r	= Sprekkenes ruhetstall	(0,5 - 4)
J_a	= Sprekkematerialets styrketall	(0,75 - 20)
J_w	= Sprekkevannfaktor	(0,05 - 1)
SRF	= Bergspenningsfaktor	(0,5 - 20)

Q-verdien kan variere fra 0,001 til 1000 med 1000 som den beste kvalitet. Den store variasjonsbredden er resultat av den praktiske utregningsformelen, og gir ikke noe tallmessig uttrykk for nøyaktighet.

Q-skalaen er delt inn i 9 bergklasser, (se fig. 1) slik at Q-verdien innen en og samme klasse kan variere med inntil en tierfaktor.

Tallverdiene til de 6 parametrene i Q-formelen bestemmes etter tabell 1 som gir tallverdier til de geologiske og material-tekniske beskrivelsene i en bergmasse. Under kartleggingen bør en ha disse tabellene med seg. Det vil føre for langt her å gi en detaljert brukerbeskrivelse for de ulike parametrene. Ved siden av de tidlige publikasjonene [1] og [2] er det utgitt en forkortet norsk utgave [4], som gir god bakgrunn for praktisk bruk av Q-systemet.

Når Q-verdien er bestemt, må en finne fram til de sikringsmengder og typer som erfaringsmessig samsvarer med denne Q-verdien. Sammenhengen mellom Q-verdi og sikringskatekori går fram av fig. 1, hvor ekvivalent dimensjon, D_e= er beskrevet sammen med Q-verdien. Dette er gjort for å samle alt i ett diagram. Ellers måtte det utarbeides et diagram for hvert bruksområde.

D_e er definert som forholdet mellom bergrommets dimensjon (spennvidde, høyde) og bergrommets bruksområde, ESR (excavation support ratio).

$$D_e = \frac{\text{Dimensjon}}{ESR}$$

ESR er gitt ulike tallverdier som avtar med krav til økende sikkerhet i bergrommet.

F.eks. er ESR = 1,6 i permanente gruverom, vanntunneler, tverrslag, pilottunneler etc.
og ESR = 1,0 i stasjonshaller, sterkt trafikkerte veg- og jernbanetunneler, tilfluktsrom etc.

På grunnlag av de analyserte referanse-anleggene er diagrammet i fig. 1 delt inn i 38 mindre felter som hver representerer en sikringskategori.

De ulike sikringskategoriene er nærmere beskrevet i tabell 2.

Disse tabellene gir en meget detaljert beskrivelse av de sikringstyper og -mengder som er brukt under de ulike stabilitetsforhold på de 212 referanseanleggene.

PRAKTISKE ERFARINGER TILSIER AT NOEN ENDRINGER ER NØDVENDIG.

Vi skal i det følgende gjennomgå noen av de viktigeste forslag til justeringer i Q-systemet.

Q-systemet er enkelt å bruke

jfr. Hoek & Brown (1980) side 29, [9].

Noen personer hevder at Q-systemet er for omfattende og komplisert i bruk. De som har praktisert bruken av Q-systemet lenge nok til å få inngående kjennskap til det, mener at Q-systemet er meget enkelt å bruke. Eneste nødvendige hjelpemiddel for å kontrollere alle de viktige parametrene, er tabell 1 og 2, kompass, metermål, blyant og papir, samt ingeniørgeologisk kompetanse. Et annet viktig moment ved bruk av Q-metoden er at en ved bestemmelse av de ulike faktorer i Q-formelen (1) blir penset inn på flere viktige vurderinger som ellers lett blir glemt ved befaring i et berganlegg.

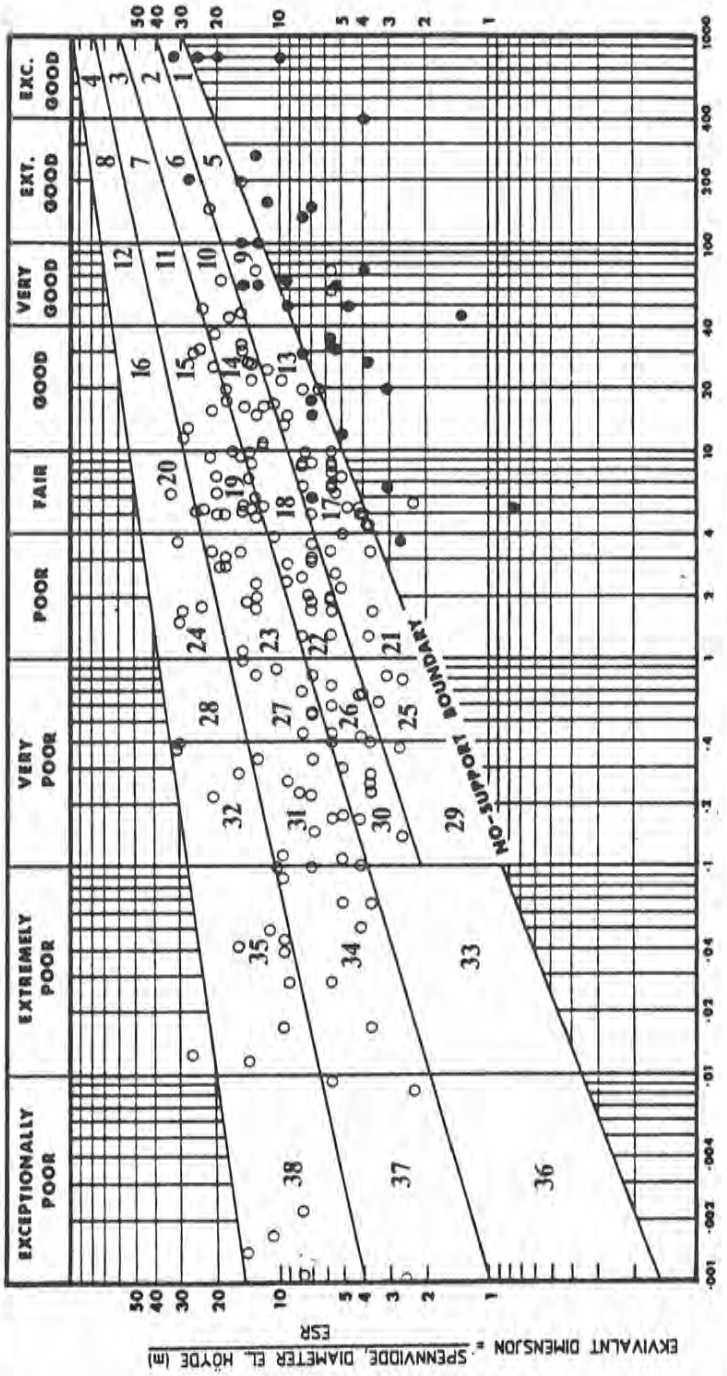


Fig. 1. Sikringskategorier og bergmassekvalitet, med innplottede referanseanlegg.

1. ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)

A.	Very poor	0 - 25
B.	Poor	25 - 50
C.	Fair	50 - 75
D.	Good	75 - 90
E.	Excellent	90 - 100

Note: (i) Where RQD is reported or measured as ≤ 10, (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate Q in equation (1).

(ii) RQD intervals of 5, i.e. 100,95,90, etc. are sufficiently accurate.

2. JOINT SET NUMBER (J_n)

A.	Massive,no or few joints	0.5 - 1.0
B.	One joint set	2
C.	One joint set plus random	3
D.	Two joint sets	4
E.	Two joint sets plus random	6
F.	Three joint sets	9
G.	Three joint sets plus random	12
H.	Four or more joint sets,random, heavily jointed,"sugar cube" etc.	15
J.	Crushed rock,earthlike	20

Note: (i) For intersections use ($3.0 \times J_n$)

Note: (ii) For portals use ($2.0 \times J_n$)

3. JOINT ROUGHNESS NUMBER

(a) *Rock wall contact* and (b) *Rock wall contact before 10 cm shear* (J_r)

A.	Discontinuous joints	4
B.	Rough or irregular,undulating	3
C.	Smooth,undulating	2
D.	Slickensided,undulating	1.5
E.	Rough or irregular,planar	1.5
F.	Smooth,planar	1.0
G.	Slickensided,planar	0.5

Note: (i) Descriptions refer to small scale features and intermediate scale features,in that order.

(c) *No rock wall contact when sheared*

H.	Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0
J.	Sandy,gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0

Note: (ii) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3m.

(iii) J_r =0.5 can be used for planar slickensided joints having linestions,provided the linestions are orientated for minimum strength

4. JOINT ALTERATION NUMBER (J_a) (ϕ_r)

(a) *Rock wall contact*

A.	Tightly healed,hard,non-softening,impermiable filling i.e. quartz or epidote	0.75	(-)
B.	Unaltered joint walls,surface staining only	1.0	(25-35°)
C.	Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles,clay-free disintegrated rock etc.	2.0	(25-30°)
D.	Silty-,or sandy-clay coatings, small clay fraction (non-soft.)	3.0	(20-25°)
E.	Softening or low friction clay mineral coatings, i.e.kaolinite or mica. Also chlorite,talc, gypsum,graphite etc., and small quantities of swelling clays.	4.0	(8-16°)

(b) *Rock wall contact before 10 cm shear*

F.	Sandy particles,clay-free disintegrated rock etc.	4.0	(25-30°)
G.	Strongly over-consolidaced non-softening clay mineral fillings (continuous,but <5 mm thickness)	6.0	(18-24°)
H.	Medium or low over-consolidation,softening,clay mineral fillings. (continuous but <5mm thickness)	8.0	(12-16°)
J.	Swelling -clay fillings, i.e. montmorillonite (continuous, but <5mm thickness) Value of J_a depends on percent of swelling clay-size particles,and access to water etc.	8 - 12	(6-12°)

(c) *No rock wall contact when sheared*

K,L. M.	Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay(see G,H,J for description of clay condition)	6, 8, or 8-12	(6-24°)
N.	Zones or bands of silty- or sandy-clay,small clay fraction (non-softening)	5.0	(-)
O,P. R.	Thick,continuous zones or bands of clay(see G, H,J for description of clay condition)	10, 13 or 13-20	(6-24°)

5. JOINT WATER REDUCTION FACTOR (J_w)

			Approx. water pres. (kg/cm²)
A.	Dry excavations or minor inflow, i.e. < 5 l/min. locally.	1.0	<1
B.	Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings.	0.66	1 - 2.5
C.	Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5-10
D.	Large inflow or high pressure,considerable outwash of joint fillings	0.33	2.5-10
E.	Exceptionally high inflow or water pressure at blasting,decaying with time	0.2-0.1	>10
F.	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	0.1-0.05	>10

Note: (i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_w if drainage measures are installed.

(ii) Special problems caused by ice formation are not considered.

6. STRESS REDUCTION FACTOR

(a) *Weakness zones intersecting excavation,which may cause loosening of rock mass when tunnel is encountered.* (SRF)

A.	Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10
B.	Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock(depth of excavation ≤ 50m)	5
C.	Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50m)	2.5
D.	Multiple shear zones in competent rock (clay-free),loose surrounding rock (any depth)	7.5
E.	Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation ≤ 50m)	5.0
F.	Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation > 50m)	2.5
G.	Loose open joints,heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth)	5.0

Note: (i) Reduce these values of SRF by 25 - 50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.

(ii) Increase these values of SRF by 25 -100% when a weakness zone intersect the excavation at an unfavourable angle

(b) *Competent rock, rock stress problems*

		σ_c/σ_1	σ_c/σ_1	(SRF)
H.	Low stress, near surface	>200	>13	2.5
J.	Medium stress	200-10	13-0.66	1.0
K.	High stress,very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable for wall stability)	10-5	0.66-.33	0.5-2
L.	Mild rock burst (massive rock)	5-2.5	0.33-.16	5-10
M.	Heavy rock burst (massive rock)	<2.5	<0.16	10-20

Note: (ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.8\sigma_c$ and $0.8\sigma_t$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$,reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$, where : σ_c = unconfined compression strength, and σ_t = tensile strength (point load), and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.

(iii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).

(c) *Squeezing rock:plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressure*

		(SRF)
N.	Mild squeezing rock pressure	5 - 10
O.	Heavy squeezing rock pressure	10 - 20

(d) *Swelling rock:chemical swelling activity depending on presence of water*

P.	Mild swelling rock pressure	5 - 10
R.	Heavy swelling rock pressure	10 - 15

Tabell 1. Angivelse av tallverdier for parametere til bestemmelse av Q-verdien.

Support category	Conditional factors RQD/J_n	J_r/J_a	SPAN/ESR	Type of support	Notes
1*	-	-	-	sb(utg)	-
2*	-	-	-	sb(utg)	-
3*	-	-	-	sb(utg)	-
4*	-	-	-	sb(utg)	-
5*	-	-	-	sb(utg)	-
6*	-	-	-	sb(utg)	-
7*	-	-	-	sb(utg)	-
8*	-	-	-	sb(utg)	-
9	≥20	-	-	sb(utg)	
	<20	-	-	B(utg) 2.5-3 m	-
10	≥30	-	-	B(utg) 2-3 m	-
	<30	-	-	B(utg) 1.5-2 m +clm	-
11*	≥30	-	-	B(tg) 2-3 m	-
	<30	-	-	B(tg) 1.5-2 m +clm	-
12*	≥30	-	-	B(tg) 2-3 m	-
	<30	-	-	B(tg) 1.5-2 m +clm	-
13	≥10	≥1.5	-	sb(utg)	I
	≥10	<1.5	-	B(utg) 1.5-2 m	I
	<10	≥1.5	-	B(utg) 1.5-2 m	I
	<10	<1.5	-	B(utg) 1.5-2 m +S 2-3 cm	I
14	≥10	-	≥15	B(tg) 1.5-2 m +clm)	I,II
	<10	-	≥15	B(tg) 1.5-2 m +S(mr) 5-10 cm	I,II
	-	-	<15	B(utg) 1.5-2 m +clm	I,III
15	>10	-	-	B(tg) 1.5-2 m +clm	I,II,IV
	≤10	-	-	B(tg) 1.5-2 m +S(mr) 5-10 cm	I,II,IV
16* See note XII	>15	-	-	B(tg) 1.5-2 m +clm	I,V,VI
	≤15	-	-	B(tg) 1.5-2 m +S(mr) 10-15 cm	I,V,VI
17	>30	-	-	sb(utg)	I
	≥10, ≤30	-	-	B(utg) 1-1.5 m	I
	<10	-	≥6 m	B(utg) 1-1.5 m +S 2-3 cm	I
	<10	-	<6 m	S 2-3 cm	I
18	>5	-	≥10 m	B(tg) 1-1.5 m +clm	I,III
	>5	-	<10 m	B(utg) 1-1.5 m +clm	I
	≤5	-	≥10 m	B(tg) 1-1.5 m +S 2-3 cm	I,III
	≤5	-	<10 m	B(utg) 1-1.5 m +S 2-3 cm	I
19	-	-	≥20 m	B(tg) 1-2 m +S(mr) 10-15 cm	I,II,IV
	-	-	<20 m	B(tg) 1-1.5 m +S(mr) 5-10 cm	I,II
20* See note XII	-	-	≥35 m	B(tg) 1-2 m +S(mr) 20-25 cm	I,V,VI
	-	-	<35 m	B(tg) 1-2 m +S(mr) 10-20 cm	I,II,IV
21	≥12.5	≤0.75	-	B(utg) 1 m +S 2-3 cm	I
	<12.5	≤0.75	-	S 2.5-5 cm	I
	-	>0.75	-	B(utg) 1 m	I
22	>10, <30	>1.0	-	(B(utg) 1 m +clm	I
	≤10	>1.0	-	S 2.5-7.5 cm	I
	<30	≤1.0	-	B(utg) 1 m +S(mr) 2.5-5 cm	I
	≥30	-	-	B(utg) 1 m	I
23	-	-	≥15 m	B(tg) 1-1.5 m +S(mr) 10-15 cm	I,II,IV, VII
	-	-	<15 m	B(utg) 1-1.5 m +S(mr) 5-10 cm	I
24* See note XII	-	-	≥30 m	B(tg) 1-1.5 m +S(mr) 15-30 cm	I,V,VI
	-	-	<30 m	B(tg) 1-1.5 m +S(mr) 10-15 cm	I,II,IV

*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

Note: The type of support to be used in categories 1 to 8 will depend on the blasting technique. Smooth wall blasting and thorough barring-down may remove the need for support. Rough-wall blasting may result in the need for single applications of shotcrete, especially where the excavation height is >25 m. Future case records should differentiate categories 1 to 8.

Support category	Conditional factors RQD/J_n	J_r/J_a	SPAN/ESR	Type of support	Note
25	>10	>0.5	-	B(utg) 1 m +mr or clm	I
	≤10	>0.5	-	B(utg) 1 m +S(mr) 5 cm	I
	-	≤0.5	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5 cm	I
26	-	-	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	VIII,X, XI
	-	-	-	B(utg) 1 m +S 2.5-5 cm	I,IX
27	-	-	≥12m	B(tg) 1 m +S(mr) 7.5-10cm	I,IX
	-	-	<12m	B(utg) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	I,IX
	-	-	>12m	CCA 20-40 cm +B(tg) 1 m	VIII,X, XI
	-	-	<12m	S(mr) 10-20 cm +B(tg) 1 m	VIII,X, XI
28* See note XII	-	-	≥30m	B(tg) 1 m +S(mr) 30-40 cm	I,IV,V, IX
	-	-	≥20, <30m	B(tg) 1 m +S(mr) 20-30 cm	I,II,IV, IX
	-	-	<20m	B(tg) 1 m +S(mr) 15-20 cm	I,II,IX
	-	-	-	CCA(sr)30-100cm +B(tg) 1 m	IV,VIII, X,XI
29*	>5	>0.25	-	B(utg) 1 m +S 2-3 cm	-
	≤5	>0.25	-	B(utg) 1 m +S(mr) 5 cm	-
	-	≤0.25		B(tg) 1 m +S(mr) 5 cm	-
30	≥5	-	-	B(tg) 1 m +S 2.5-5 cm	IX
	<5	-	-	S(mr) 5-7.5 cm	IX
	-	-	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	VIII,X, XI
31	>4	-	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5-12.5cm	IX
	≤4, ≥1.5	-	-	S(mr) 7.5-25 cm	IX
	<1.5	-	-	CCA 20-40 cm +B(tg) 1 m	IX
	-	-	-	CCA(sr)30-50 cm +B(tg) 1 m	VII,X, XI
32 See note XII	-	-	≥20m	B(tg) 1 m +S(mr) 40-60 cm	II,IV, IX
	-	-	<20m	B(tg) 1.m +S(mr) 20-40 cm	III,IV, IX
	-	-	-	CCA(sr)40-120cm +B(tg) 1 m	IV,VIII, X,XI
33*	≥2	-	-	B(tg) 1 m +S(mr) 2.5-5 cm	IX
	<2	-	-	S(mr) 5-10 cm	IX
	-	-	-	S(mr) 7.5-15 cm	VIII,X
34	≥2	≥0.25	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	IX
	<2	≥0.25	-	S(mr) 7.5-15 cm	IX
	-	<0.25	-	S(mr) 15-25 cm	IX
	-	-	-	CCA(sr)20-60 cm +B(tg) 1 m	VIII,X XI
35 See note XII	-	-	≥15m	B(tg) 1 m +S(mr) 30-100cm	II,IX
	-	-	≥15m	CCA(sr)60-200cm +B(tg) 1 m	VIII,X, XI,II
	-	-	<15m	B(tg) 1 m +S(mr) 20-75 cm	IX,III
	-	-	<15m	CCA(sr)40-150cm +B(tg) 1 m	VIII,X, XI,III
36*	-	-	-	S(mr) 10-20 cm	IX
	-	-	-	S(mr) 10-20 cm +B(tg) 0.5-1.0m	VIII,X, XI
37	-	-	-	S(mr) 20-60 cm	IX
	-	-	-	S(mr) 20-60 cm +B(tg) 0.5-1.0m	VIII,X, XI
38 See note XIII	-	-	≥10m	CCA(sr)100-300cm	IX
	-	-	≥10m	CCA(sr)100-300cm +B(tg) 1 m	VIII,X, II,XI
	-	-	<10m	S(mr) 70-200 cm	IX
	-	-	<10m	S(mr) 70-200 cm +B(tg) 1 m	VIII,X, III,XI

Key to Support Tables:

- sb = spot bolting
- B = systematic bolting
- (utg) = untensioned, grouted
- (tg) = tensioned, (expanding shell type for competent rock masses, grouted post-tensioned in very poor quality rock masses; see Note XI)
- S = shotcrete
- (mr) = mesh reinforced
- clm = chain link mesh
- CCA = cast concrete arch
- (sr) = steel reinforced

Tabell 2. Sikringsbeskrivelse.

Merknader til sikringstabellene

I. Ved sterk avskalling eller bergslag brukes endeforankrede bolter med forsterrede bæreplater med avstand ca. 1 m, ofte forsterket med nett eller sprøytebetong. Permanent sikring med bolter, bånd og nett eller sprøytebetong og bolter når sprakaktiviteten har stanset.

II. Flere boltelengder er ofte brukt i samme anlegg, 3, 5 og 7 m.

III. Flere boltelengder er ofte brukt i samme anlegg, 2, 3 og 4 m.

IV. Tensjonsankere er ofte brukt til å supplere boltesikringen. Vanlig avstand 2 - 4 m.

V. Flere boltelengder er ofte brukt i samme anlegg, 6, 8 og 10 m.

VI. Tensjonsankere er ofte brukt til å supplere boltesikringen. Vanlig avstand 4 - 6 m.

VII. Flere av de eldre kraftstasjonshallene i denne kategorien har systematisk eller tilfeldig bolting og områder med bånd og nett og et stort betonghvelv (25 - 40 cm) som permanent sikring.

VIII. Tilfeller med svelling, f.eks. montmorillonittleire (med tilgang på vann). I tilfeller med sterk svelling er det laget rom til svelling mellom berg og sikringskonstruksjonen. Se Selmer-Olsen (1970). Drenasjetiltak er brukt der det er mulig.

IX. Tilfeller uten svelleleire eller tyteberg.

X. Tilfeller med tyteberg. Kraftig, stiv sikring er vanligvis brukt som permanent sikring.

XI. I tilfeller med tyting eller svelling vil det etter forfatterens erfaringer kreves bolting (ekspansjonsbolter) som en foreløpig sikring for en utstøpning (eller sprøytebetong) etableres. I tilfeller med tilstrekkelig høyt RQD/J_n (>1,5) må muligens denne boltingen kombineres med sprøytebetong. Hvis bergmassene er sterkt oppsprukket eller oppknust (RQD/J_n <1,5 f.eks. "sukkerbit" skjærsoner i kvartsitt) kan det være nødvendig å bruke flere lag med sprøytebetong som en foreløpig sikring. Systematisk bolting (tensjonsbolter) kan brukes i tillegg etter at utstøpningen er foretatt. Denne boltingen kan bli lite effektiv i tilfeller med leire eller RQD/J_n <1,5, og i slike tilfeller bør boltene stunes inn. En tilstrekkelig lengde av forankrede bolter kan også oppnås ved innstøping av polyesterbolter med rask herdning. Alvorlige tilfeller av svelling, og/eller tyteberg kan nødvendiggjøre en utstøpning på stuff, eller det kan brukes et skjold som foreløpig sikring. Foreløpig sikring av selve stuffene kan være nødvendig i slike tilfeller.

XII. For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet vil palldrift ofte være nødvendig ved utsprengning og sikring av hvelv. Kategoriene 16, 20, 24, 28, 32, 35. (Bare ved SPENNVIDDE/ESR >15 m).

XIII. Palldrift er vanligvis nødvendig ved utsprengning og sikring av hvelv, vegger og såle i tilfeller med sterk tyting. Kategori 38. (Bare ved SPENNVIDDE/ESR > 10 m).

Retningsavhengighet

Som nevnt i forordet mener mange brukere at Q-systemet ikke tar tilstrekkelig hensyn til diskontinuitetenes orientering i forhold til bergrommet eller tunnelen [5]. Q-verdien i selve bergmassen er i utgangspunktet den samme uansett om det drives ut et bergrom eller ikke. Men mange har erfart at sikringsmengde og -type kan variere med orienteringen til et sprekkesett eller en svakhetssone. Q-systemet ivaretar noe av dette ved at en skal tallsette parametrene til det sprekkesett som har størst innflytelse på stabiliteten. Erfaringer tilsier likevel at vi bør ta noe mer hensyn til de mest ugustige retninger som f.eks. steile langsgående strukturer for å oppnå riktigere sikringsnivå i de spesielle tilfellene.

I likhet med Z.T. Bieniawski's RMR-system [6], kan vi dele strukturenes strøk og fall inn i grupper av fordelaktige og ufordelaktige retninger. Det faller naturlig å legge disse egenskapene inn i tallverdiene for SRF, slik at denne verdien blir større ved ugunstig orientering. Det gjenstår å

prøve ut en slik justering, men en fordobling av SRF i de ugunstigste tilfellene er antydet. (Se fotnote ii under SRF (a)i tabell 1.)

Bergtrykksproblemer

Erfaringer fra nyere berganlegg i områder med høye spenninger i massive og harde bergarter tilsier at Q-verdien blir altfor høy i forhold til de sikringsmengder som anvendes mot avskalling. Dette er i stor grad ivaretatt i merknad I i sikringstabellen. (Tabell 2). I flere tilfeller har vi fått sterk avskalling og bergslag selv med Q-verdi over 40 (sikringskategori 9 til 12). For å ivareta dette kan vi enten tilføye merknad I også i sikringskategori 9 til 12, eller øke tallverdien til SRF når forholdet mellom trykkfastheten σ_c og største hovedspenning σ_1, (σ_c/σ_1) er liten. vi vil da redusere Q-verdien, slik at vi beveger oss inn i sikringsklasser som passer bedre til de aktuelle sikringstiltak. (Se tabell 1,6 SRF (b) bergtrykk-problemer).

Bredde på svakhetssoner

En svakhetssones egenskaper gir utslag i alle 6 parametere i Q-formelen. Ved praktisk bruk kan det reises spørsmål om hvor bred en sone må være for at den skal gis egen Q-verdi. Sonens bredde vil også i stor grad avgjøre hva slags sikring som kreves. Vi kan dele inn i tre tilfeller:

a) Sonen er for smal til å gis egen Q-verdi selv om den influerer sterkt på bergmassen omkring (t < 10 cm)
b) Sonen er ikke bredere enn at den kan forankres til sidefjellet (t < 1 m)
c) Sonen er så bred at den må sikres spesielt for å hindre sammenrudd (t > 1 m)

Det er innlysende at i tilfelle c) må sonen ha sin egen Q-verdi, som ivaretar sikringsbehovet etter sonens kvalitet.

Det er like innlysende at Q-verdien i selve sonen i tilfelle a) ikke kan brukes til valg av sikring. Etter at nok data er samlet inn kan det bli aktuelt å sette opp grenseverdien for sonebredder med gitt omregningsfaktor for Q-verdien. Dette vil imidlertid bli komplisert da tunnelens dimensjon, sonens karakter og orientering også spiller en viktig rolle for hvor grensene må gå. Foreløpig kan en antyde at grensen for å gi f.eks. en leirsone egen Q-verdi uten å ta hensyn til orientering og tykkelse må ligge rundt 1 m i sonebredde for de fleste tunneltverrsnitt.

Det er kommet et forslag på å ta ut J_w [5]. Men både praktiske erfaringer med utvasking av sprekkemateriale, svelling ,

poretrykk, strømkrefter m.m., og teoretiske betraktninger tisier at J_w må beholdes.

Svake/deformerbare bergarter

Disse skiller seg ut fra det generelle begrepet "dårlig bergmasse" ved at de ikke nødvendigvis er preget av foliasjon eller oppsprekking, men at selve mineralene, eller bindingen mellom disse er svak. Slike bergarter er sjeldne i Norge og Skandinavia, bortsett fra Danmark, Skåne og Nordsjøen. Derfor er beskrivelsen av slike bergarter lite representert i Q-systemet. Selv om oppsprekking og skjærfasthet på sprekker ikke er særlig utslagsgivende i svake bergarter, vil de svake bergartene kunne innordnes i Q-systemet gjennom betraktninger av bergartens skjærfasthet (J_r/J_a) porøsitet + vann (J_w) og spenningsforhold SRF [8]. For at beskrivelsen skal bli realistisk, må det innhentes flere data fra anlegg i svake bergarter og svakhetssoner.

Frysing - tining

I tunneler med vannlekkasjer, hvor også frostinntrengning finner sted, må langtidsstabiliteten vurderes spesielt med hensyn til muligheten for nedfall som følge av frostsprengning. Eller frostinntrengning må hindres ved hjelp av isolasjon eller porter i tunnelen.

Erfaringer fra fullprofilboret tunnel

I den 7,6 km lange Svartistunnelen i Nordland ble det drevet 4,6 km med fullprofil-bormaskin. 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 og siden strosset ut til en bredde på vel 7 m.

Den fullprofilborede strekningen ble kartlagt etter Q-metoden, og en sikringsplan ble utformet. Tilsvarende prosedyre ble gjennomført etter utstrossing.

	TBM-drevet	Etter strossing
Bolter	1300 stk	2300 stk
Sprøytebetong (dels m/fiber)	1675m^2	2750 m^2
Utstøping	30 løpe m	30 løpe m

Tabell 3. Sikringsprognose før og etter strossing over 4,6 km i Svartistunnelen.

Stabiliteten er generelt god i Svartistunnelen. Noen få slepper og leirsoner foruten avskalling i veggen p.g.a. bergtrykk ligger bak tyngden av foreslått sikring. Tabell 3 viser at støpemengden var lik, mens behovet for bolting og sprøyting økte vesentlig som følge av sprengningens innvirkning på bergmassen (åpning av skifrighetsplan). Det er altså de i utgangspunktet beste bergmassene som endrer mest karakter ved sprengning. Disse endrede stabilitetsforholdene ble fanget opp ved kartlegging etter Q-metoden.

For eksempel ble et parti med Q-verdi før stross lik

$$Q = \frac{100}{2} \cdot \frac{3}{1} \cdot \frac{1}{5} = 30$$

endret til $Q = \frac{60}{4} \cdot \frac{3}{1} \cdot \frac{1}{5} = 9$

etter strossing. Dette gir henholdsvis sikringskategori 13 med spredt bolting og 17 som anbefaler systematisk bolting.

Sprengningen synes særlig å påvirke faktoren RQD/J_n, som er vanskelig å bestemme i en fullprofilboret tunnel. I den grad en kan se oppsprekkingen i en fullprofilboret tunnel, ser det ut til at den observerte Q-verdi gir et riktig bilde av stabilitetsforholdene også i en fullprofilboret tunnel.

Forenkling av sikringstabellene

Tabell 2 gir et meget stort antall variasjonsmulighter for sikringen avhengig av ulike faktorer som forholdet RQD/J_n, J_r/J_a, spennvidde (høyde)/ESR, og diverse forhold gitt i merknadene I - XIII.

Det praktiske sikringsarbeidet er som regel langt mer ensartet og grovt avstemt etter bergmassens stabilitet, enn disse tabellene gir inntrykk av. Hvis vi velger å differensiere mellom de ulike sikringstyper uten å legge for meget vekt på bolteavstanden, tykkelsen på sprøytebetong og støp, kan disse tabellene uttrykkes forenklet i et diagram. (Se fig. 2.)

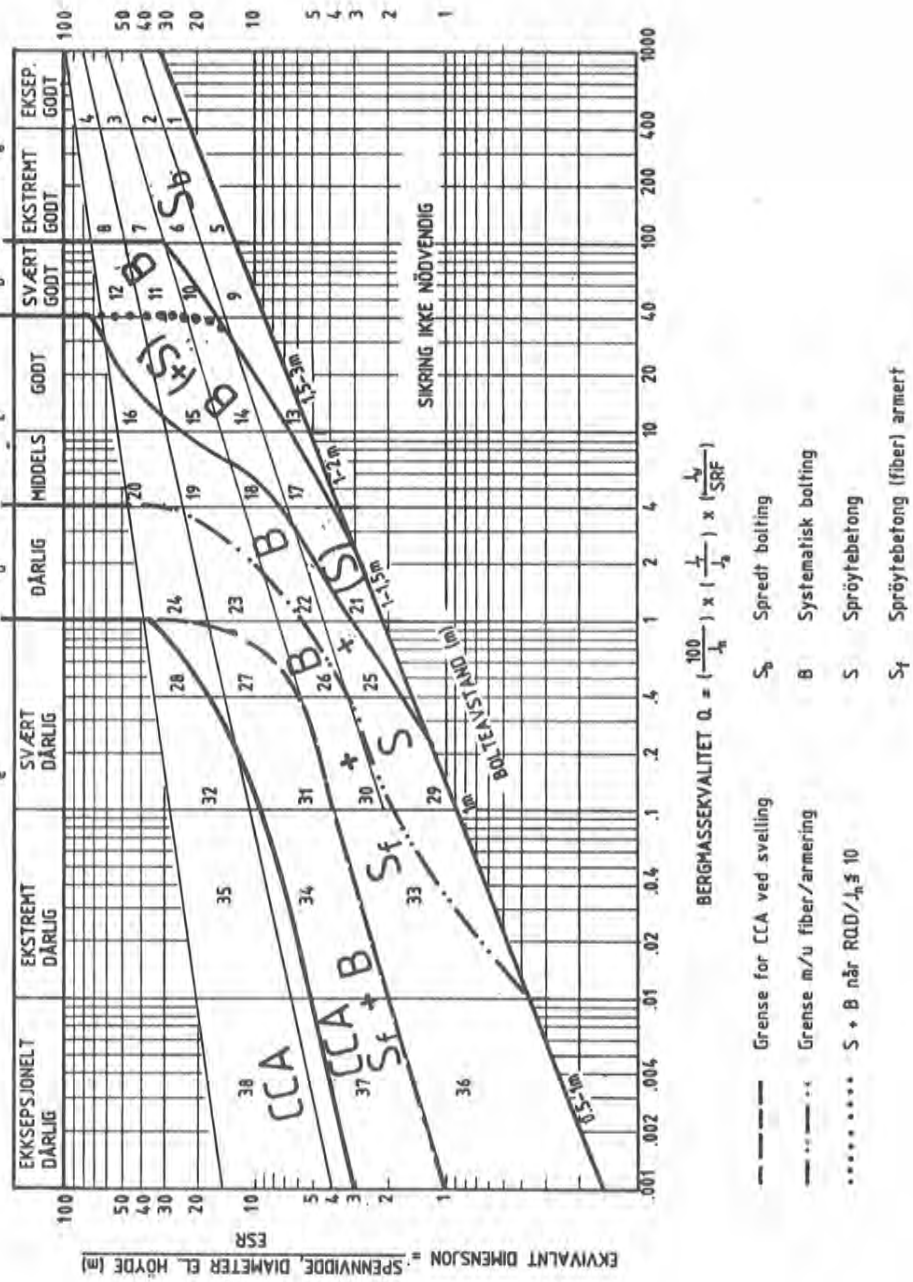


Fig. 2. Forenklet sikringsdiagram.

Fig. 2 er laget på grunnlag av de eksisterende sikringstabeller (tabell 2). Dette diagrammet kunne ha vært inndelt i flere undergrupper på grunnlag av variasjoner i blokkstørrelse (RQD/J_n), skjærfasthet (J_r/J_a) og ekvivalent dimensjon (D_e), samt diverse merknader om geologiske forhold. For å beholde oversikten er det her valgt å trekke grensen ved de prinsipielle sikringsmetoder, som a) spredt bolting, b) systematisk bolting med bånd, c) systematisk bolting + sprøytebetong (lavere grense ved små blokkstørrelser), d) systematisk bolting + (fiber-)armert sprøytebetong og e) støping av hvelv (lavere grense ved opptreden av svelleleire.) Ved små profiler kan også sprøytebetong anvendes alene.

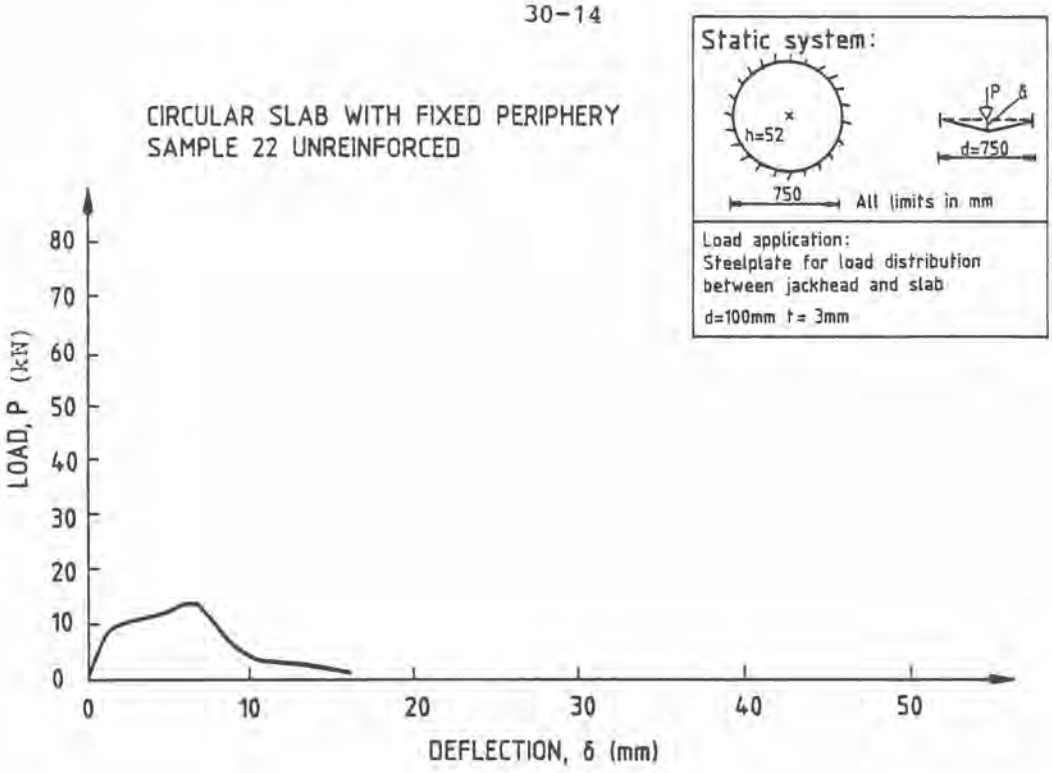
Sikringstabellene beskriver i ekstreme tilfeller tykkelse på sprøytebetongen på opptil 200 cm og betonghvelv på opptil 300 cm. Erfaringen tilsier at en i slike tilfeller bør stille spørsmål om hvorfor disse tykkelsene er blitt brukt, og om det finnes mer praktiske og økonomiske alternativ. Når en vet at betong til hvelvstøp eksklusiv forskaling koster 1/4 - 1/5 av fiberarmert sprøytebetong pr. m^3 bør en unngå de største tykkelsene med sprøytebetong hvis slike tykkelser er nødvendig, og problem-området har en viss utstrekning.

DATA FRA NYERE ANLEGG

Det er samlet inn data med sammenstilling av Q-verdi og sikringsomfang fra mange tunnelanlegg de senere årene. Disse anleggene skiller seg fra de opprinnelige referanseanleggene ved at stålfiberarmert sprøytebetong er blitt brukt i stor utstrekning siden 1979-80. Langt høyere fasthet i betongen de senere år tilsier også at vi kan oppnå samme sikkerhet med mindre betongtykkelser enn før.

Tilsetningen av stålfiber (E-E-fiber og senere Dramix) sammen med silika og en generell høyere fasthet i betongen enn tidligere har flyttet grensene for de berg-massekvaliteter som kan sikres med sprøytebetong. Sammenlignet med nettarmert sprøytebetong som ble brukt tidligere når uarmert ikke holdt mål, gir den nye teknologien bedre økonomi og langt større sikkerhet for mannnskapene som nå slipper å oppholde seg under usikret hvelv med montering av armeringsnett.

For å illustrere betydningen av stålfiber i sprøytebetongen med hensyn til betongens bæreevne vises til fig. 3. Arealet under last-deformasjonskurvene er et uttrykk for bruddenergien i uarmert og stålfiberarmert betong. 1 vol % Dramix-fiber i betongen øker bruddenergien 18 ganger i forhold til uarmert betong. [7].



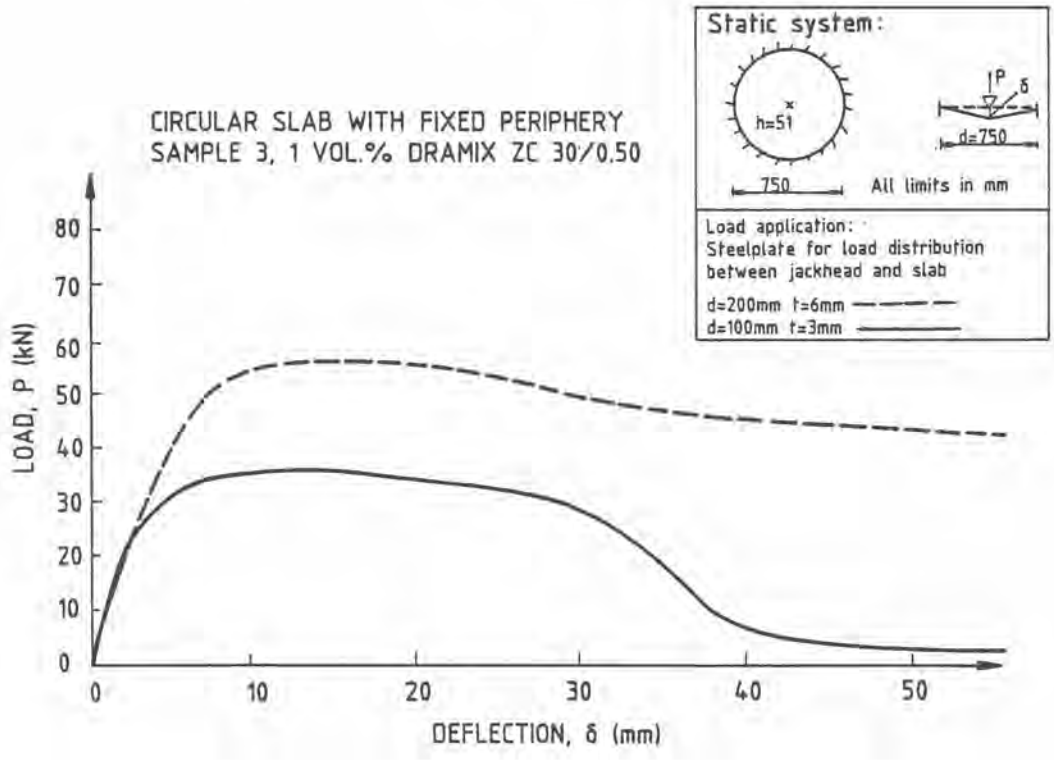


Fig. 3. Last/deformasjonskurver for sprøytebetong med og uten stålfiber. [7].

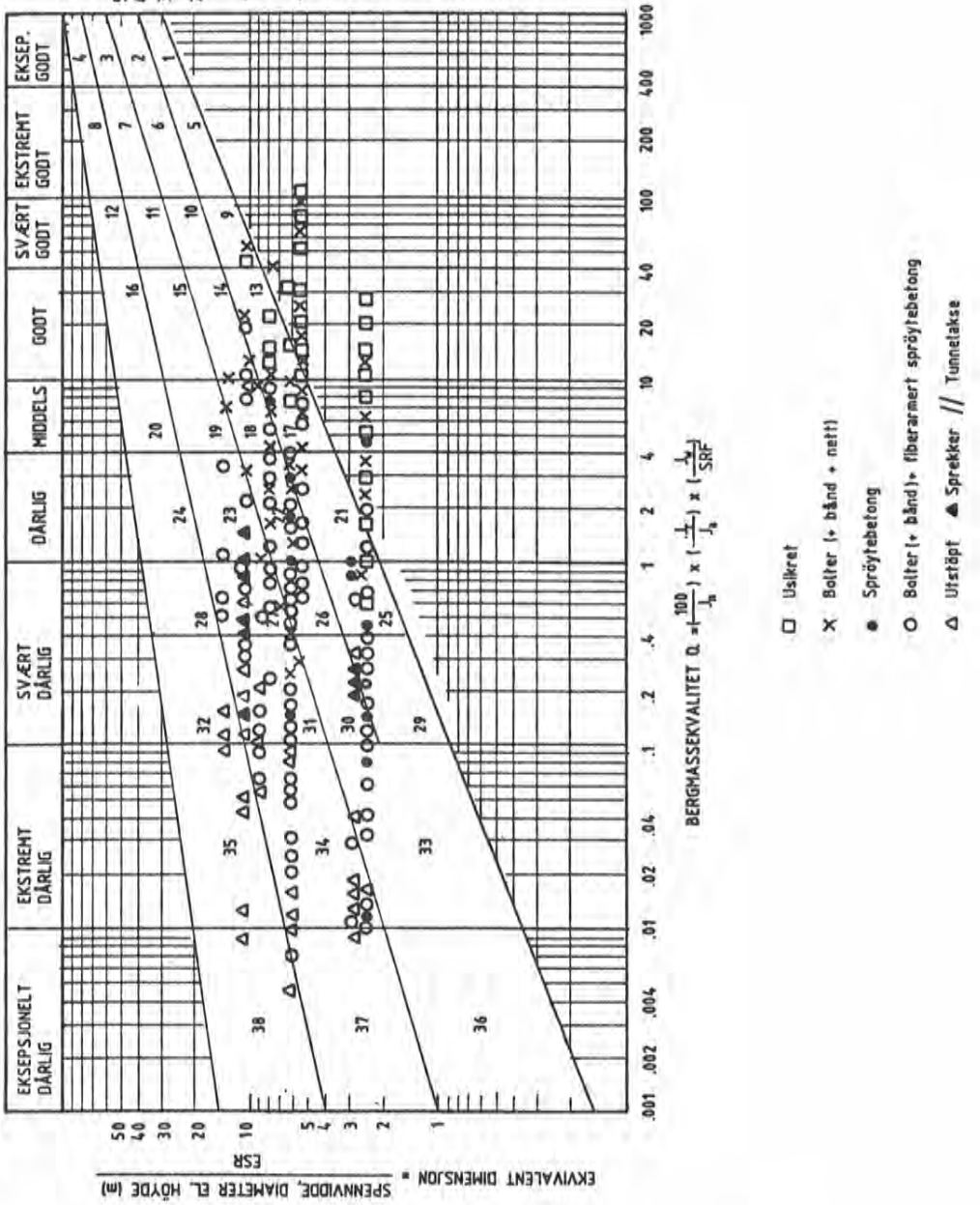


Fig. 4. Sikringstyper og Q-verdi/D_e fra nyere anlegg.

Fig. 4 viser innplottede punkter i diagrammet D_e/Q-verdi med kode for anvendt sikringstype. Punktene er hentet fra mange partier i følgende anlegg: Veas (Oslo-Asker), Skaret tunnel (Buskerud), Glomfjordtunnelen og Svartistunnelen (Nordland), Kvilldal og Hylen (Ulla-Førre) og Holmestrandtunnelen (Vestfold).

Når vi sammenligner fig. 4 med grensene mellom sikringstypene i fig. 2, ser vi at det er en brukbar overensstemmelse mellom sikringstypene utført i nyere anlegg sammenlignet med erfaringene fra anlegg før 1970/1974. Som det går fram av fig. 4 er det en viss spredning i punktene, slik at forskjellige sikringstyper er utført i samme bergkvalitet (Q-verdi og D_e.) Dette gjenspeiler i stor grad at valg av sikring ofte er en subjektiv avgjørelse som vil varierer fra person til person. F.eks. støpen som er plottet inn på D_e = 11/Q=9 ble igangsatt av uerfarne folk i et område hvor andre mente at middels tett bolting ville holde mål. Fig. 4 viser også eksempler på at tunneler er sikret med bare bolter evt. med bånd og nett i sikringskategori 27 og 31. I et tunnelanlegg ble det i stor grad valgt å støpe når det var store vannlekkasjer, mens det for øvrig ble sprøytet og boltet i samme bergkvalitet (Q = 0,2 - 0,01 og D_e = 2,7.) Noen hvelvstøper kan relateres til langsgående steile sprekkesett.

Denne spredningen av ulike sikringstyper i forhold til bergkvaliet tilsier også at sikkerhetsfaktoren varierer sterkt fra anlegg til anlegg og kanskje også innenfor et og samme anlegg. Valg av sikring avhenger også av tunnelens eller bergrommets formål i tillegg til hensyntagen til stabiliteten.

VIDERE ARBEID

For å få et sikrere bilde av hvor de absolutte grensene går, er det viktig å samle flest mulig dokumentasjoner på at underdimensjonering har gitt nedfall og ras i tunneler og bergrom.

Det kan være aktuelt å utarbeide en modifisert sikringstabell for arbeidssikring. Selve Q-verdien er den samme som for permanent sikring, slik at en ved hjelp av innsamlede data samt betraktninger om ståtid og deformasjoner kan legge inn en faktor i ESR som gir anbefalt arbeidssikring. [8]

De betraktninger som er gjort i denne artikkelen vil bli grundig gjennomgått. Dette vil føre til mindre justeringer og oppdateringer i tabellene 1 og 2 som danner grunnlaget for den praktiske bruk av Q-systemet.

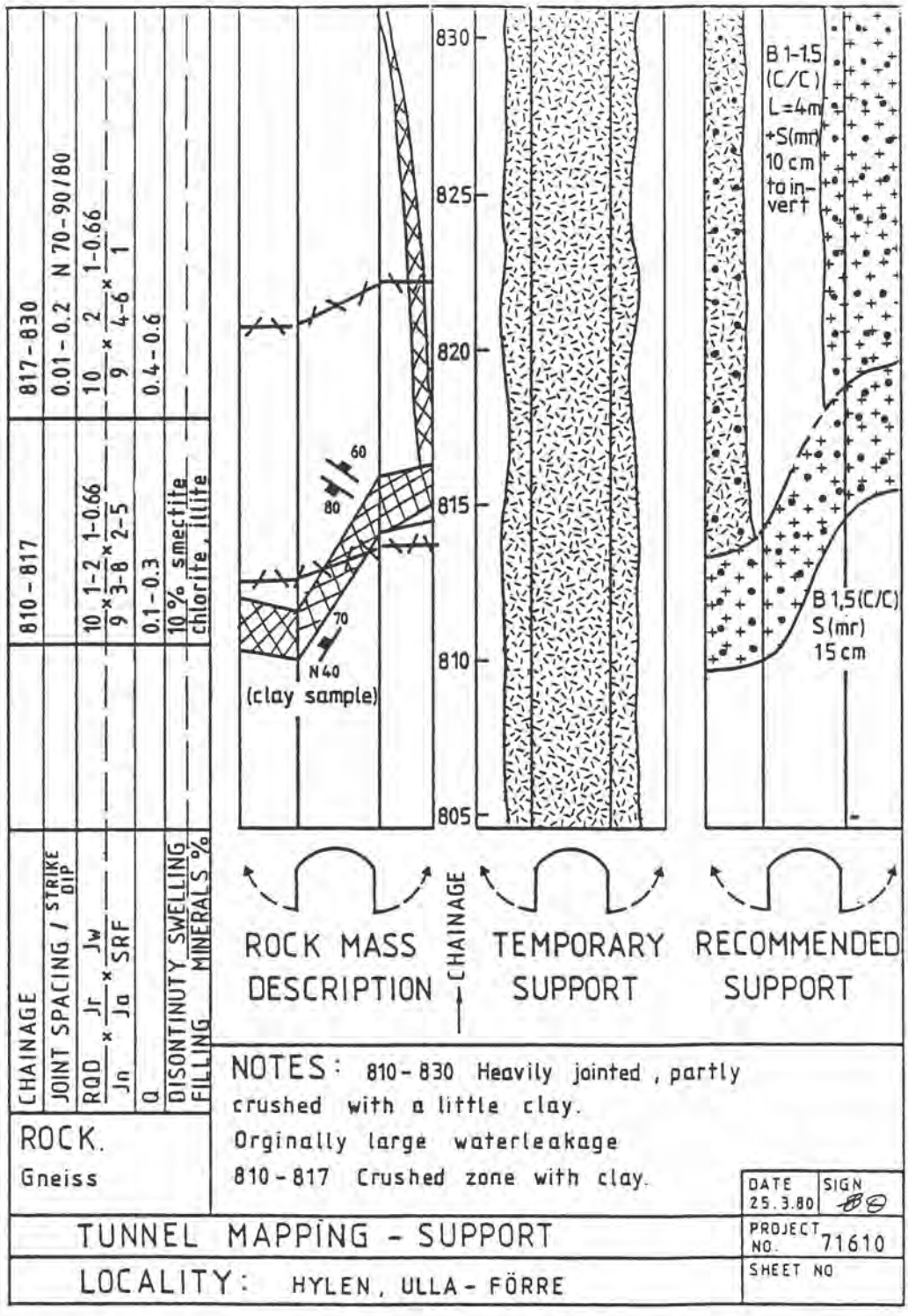


Fig. 5. Eksempel på tunnelkartlegging.

REFERANSER

[1] Barton, N. Lien, R., and Lunde, J. 1974:
"Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support."
Rock mechaniscs, Springer Verlag, Wien. vol. 6/4. s 189-236.

[2] Barton et al. NGI intern rapport 54206 (1974).

[3] Cecil, O.S. 1970: "Correlation of rock bolts-shotcrete support and rock quality parameters in Scancinavian tunnels."
Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, 414 s.

[4] Lien, R. og Løset, F. 1978: Q-metoden. Bruk av denne til beskrivelse av bergmasser og som sikringstiltak i bergrom.
NGI raport nr. 54001-3.

[5] Palmstrøm, A., A.B. Berdal A/S. Skriftlige kommentarer, personlig meddelelse.

[6] Bieniawski, Z.T. 1973-74. Engineering classification of jointed rock masses. The Civil Engineer in South Africa, 1973, Des., s. 239-254.

[7] Skurdal, S., Opsahl, O.A., 1985: Dramix Shotcrete in Ground Support. Large scale testing.
Robocon Shotcrete Systems.

[8] Barton, N. 1976: Recent experiences with the Q-system of tunnel support design. Symposium on Exploration for Rock Engineering. Johannesburg 1976. Proceedings, Vol. 1, pp. 107-117. Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Publication, 119, 1978.

[9] Hoek, E., Brown, E.T. 1980: "Underground Excavation in Rock."
The Institution of Mining and Metallurgy, London.

EN PRAKTISK, GENERELL METODE FOR IDENTIFISERING AV BERGMASSER SOM GRUNNLAG FOR SIKRINGSBESTEMMELSE OG TBM-INNDRIFT.

A GENERAL, PRACTICAL METHOD FOR IDENTIFICATION OF ROCK MASSES TO BE USED IN EVALUATIONS OF ROCK MASS STABILITY CONDITIONS AND TBM CAPACITIES.

Geo-ingeniør Arild Palmstrøm, Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

Artikkelen angir en metode for å identifisere jord- og bergmasser på. Den er basert på berg-/jordartens fasthet og blokk-/kornstørrelse. Det er vist hvordan bergmassens kan angis ved sprekketallet (oppsprekningsgraden).

Ved å legge inn sprekkenes karakteristika angitt ved tall for ruhet, planhet, materiale (Jr og Ja i Q-systemet) og lengde er det presentert diagrammer hvor bergmassens styrke uttrykt ved trykkfastheten RMi. Disse verdiene danner grunnlaget for beregning av TBM-inndriften og av kvaliteten med hensyn til stabiliteten i bergrom. Det er vist eksempler hvordan beregningene stemmer med NTH's prognosemodell for TBM og NGIs Q-verdier for sikringsbestemmelse.

Fordelen med metoden er at de parametre som inngår, er enkle, veldefinerte og vanlig benyttet slik at den er praktisk og oversiktlig å bruke samtidig som RMi verdiene som fremkommer, er lett sammenlignbare for bergmasser fra ulike steder.

SUMMARY

The paper describes a simple method for estimating the rock mass strength value (RMi) based on compressive strength and jointing properties. The jointing is described by block size given as the volumetric joint count, the joint roughness and joint alteration values according to the Q-system. It is shown how the volumetric joint count can be calculated both from surface observations, drill cores and block/particle size.

The RMi-values can be used for evaluation the rock mass stability quality. Values of the actual rock stresses and ground water conditions in addition to size, orientation and swelling properties of weakness zones are used in the calculations.

The estimates of TBM capacities are based on RMi-values corrected for rock type, cutter size and thrust force.

INNLEDNING

Hensikten ved å presentere denne metoden for beskrivelse av bergmasser er å vise en enkel og definert måte å identifisere bergmassene på. Samtidig vil den kunne danne grunnlag og eventuelt inngå i videre vurderinger ved en mer detaljert behandling og klassifisering av bergmassen for det enkelte prosjekt.

VIKTIGE PARAMETRE FOR IDENTIFIKASJON AV BERGMASSER

En beskrivelse eller karakterisering av bergmassen for byggeteknisk virksomhet, må ha til hensikt å benytte parametre ved bergmassen som i størst mulig grad innvirker på de egenskaper som har betydning for de ulike formål. Disse byggetekniske formål for utnyttelse av bergmassen utgjøres i hovedsak av:

BEARBEIDING	-	boring
	-	sprengning
	-	knusing
	-	maling
ANVENDELSE	-	tilslag
	-	bygningsstein
	-	fyllinger
BYGGEMATERIALE	-	bergrom/tunneler/sjakter
	-	skjæringer

For alle disse tre hovedanvendelsene er en generell karakterisering av selve materialet - bergmassen - et viktig grunnlag. Andre, etablerte system for beskrivelse eller klassifisering har innbakt parametre for bergmassens oppbygning, men da det i disse system ofte også er blandet inn andre parametre som er tilknyttet bruken av materialet, vil de tall som fremkommer fra ulike steder, ikke direkte kunne sammenlignes, (fig. 1).

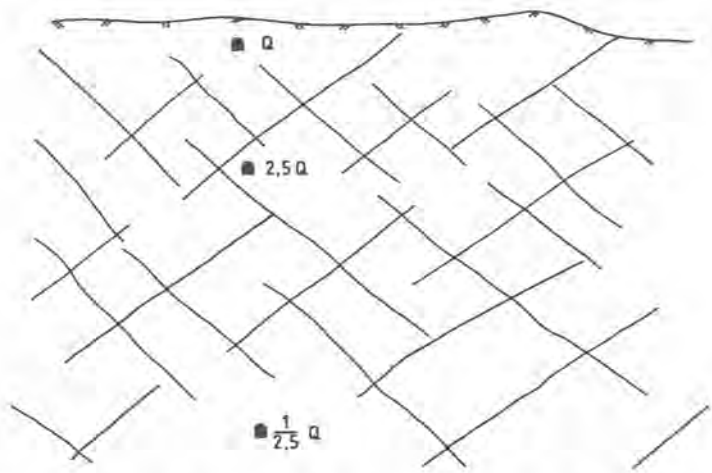


Fig. 1. Ved bruk av Q-systemet vil f.eks. samme type bergmasse få tre forskjellige verdier pga. forskjellig bergtrykk.

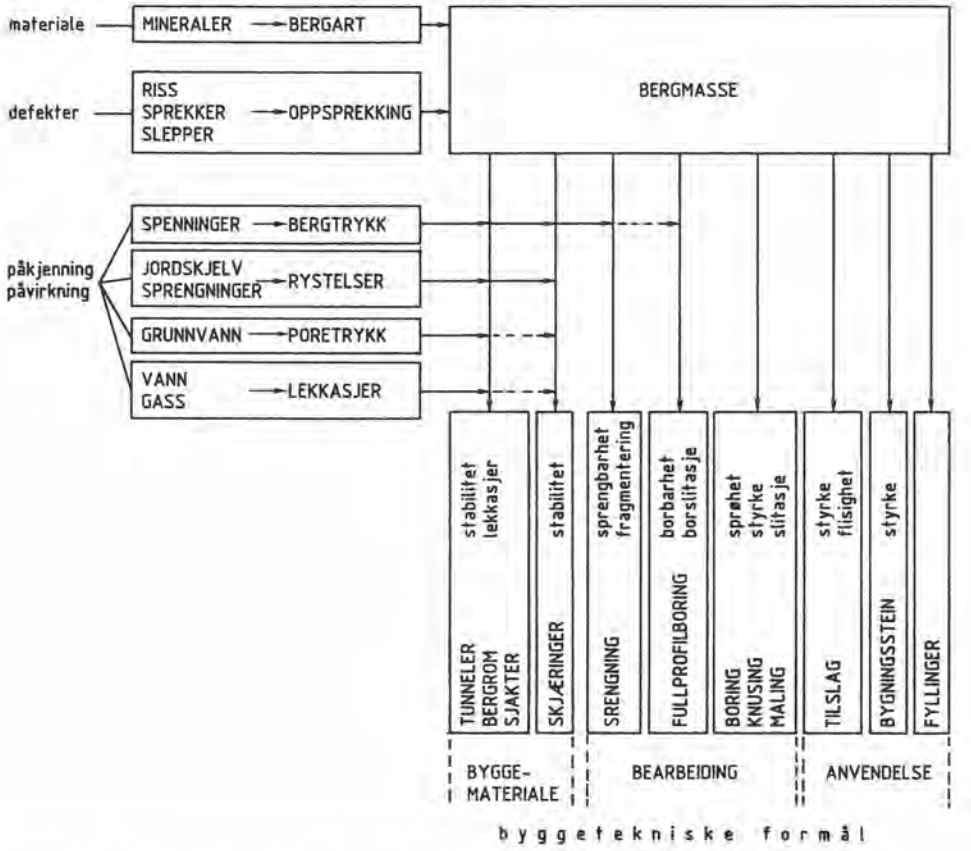


Fig. 2 Sammenheng mellom bergmasser og byggeteknisk utnyttelse av disse.

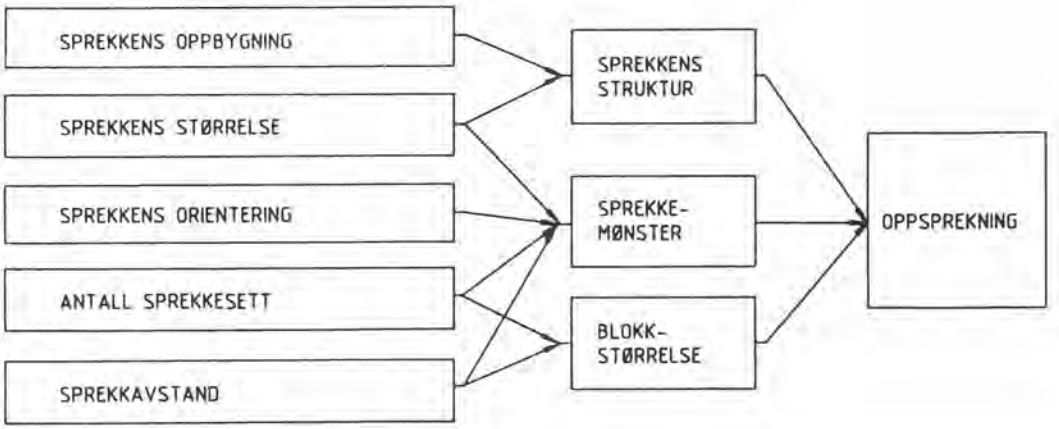


Fig. 3 Faktorer som innvirker på oppsprekningen (Etter ref. (15))

Bergmassen består som vist i hovedsak av bergarter gjennomsatt av defekter i form av slepper, sprekker, riss og andre svakhetsplan. Som egnet parameter for bergarter er trykkfastheten hensiktsmessig å benytte. Denne parameteren er relativt enkel å måle og er mye benyttet.

For inndeling av trykkfasthet er benyttet ISRM's klassifikasjon der materialer med trykkfasthet over 0,25 MPa regnes for bergarter, materialer under dette regnes som jordarter.

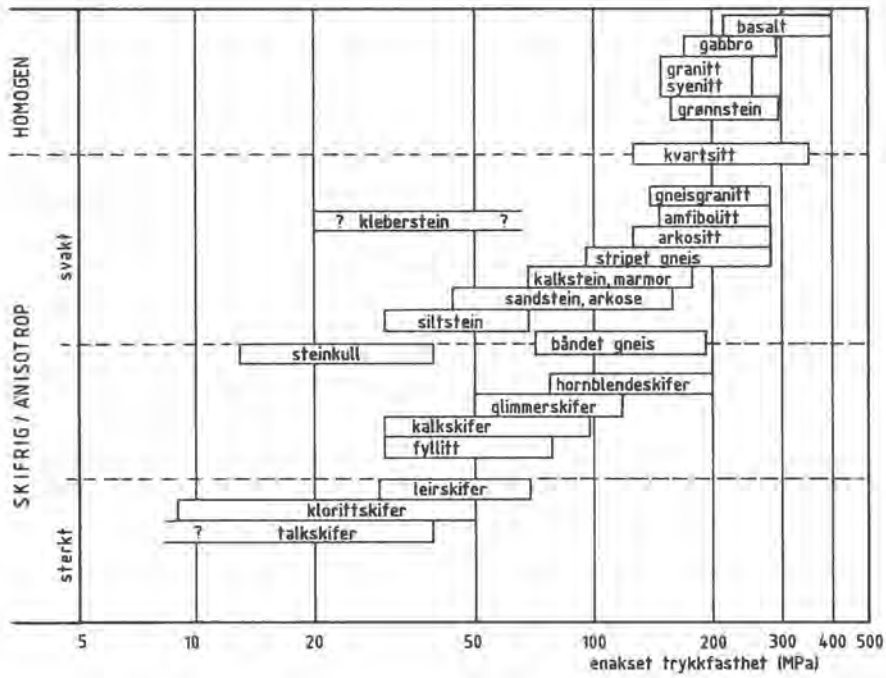


Fig. 4. Trykkfasthet for en del bergarter

Oppsprekning er - som det fremgår av fig. 3, vanskeligere å beskrive på en enkel og fyldestgjørende måte. De viktigste parametre er de som innvirker på blokkstørrelse (oppsprekningsgrad) og sprekkens struktur.

Som parameter for blokkstørrelse er benyttet sprekketallet (Jv). En nærmere beskrivelse for måling og anvendelse av denne parameteren er gitt i appendiks 1. Her fremgår at sprekketallet varierer lineært med blokkstørrelsen. Slik kan - teoretisk sett - sprekketallet også benyttes for angivelse av løsmassers kornstørrelse (fig. 5). Derved gis det en mulighet for å koble løsmasser og bergmasser sammen, dette er vist på diagrammet i fig. 7 der også materialenes trykkfasthet er lagt inn.

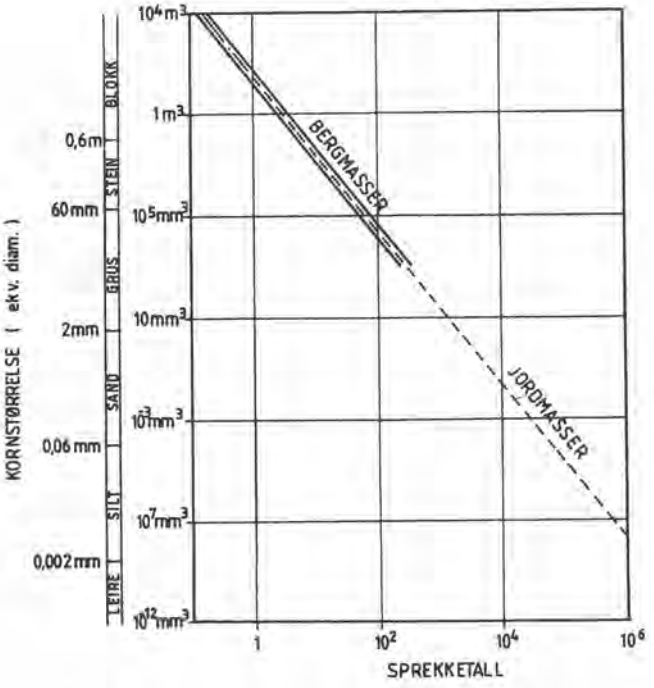
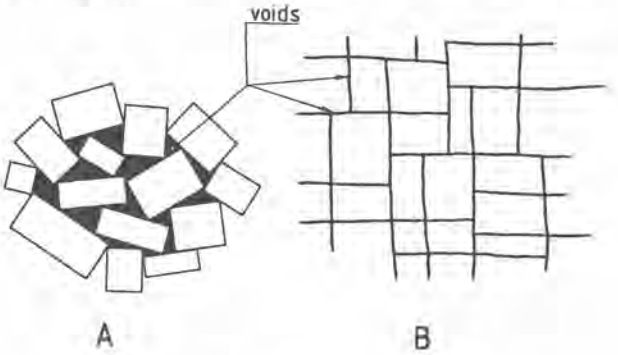


Fig. 5. Sammenheng mellom sprekketall og blokk-/kornstørrelse

I et område av diagrammet vil det være overlapp fordi både løsmasser og bergmasser vil kunne ha samme korn-/blokkstørrelse, nemlig i området sand/grus til blokk. De to materialene vil imidlertid som regel ha vesensforskjellige egenskaper, idet de har forskjellig korn-/blokkstruktur, fig. 6. Bergmasser vil oftes være dilatante, dvs. de vil øke volumet ved belastninger mens løsmassenes kornskjellett oftest vil opptre motsatt. Materialene innenfor overlappingsområdet vil derfor ha forskjellig fasthet, og det må tydelig angis på diagrammet hvilken type masse det gjelder.

Fig. 7 dekker imidlertid de fleste jord- og bergmasser som finnes, dette fremgår av fig. 9 som viser hvordan den geologiske syklus kan relateres til denne. Her er oppsprekning regnet som en begynnende forvitrings- og erosjonsprosess som resulterer i transport og avsetning av jordmasser, som så igjen ved økende trykk fra overlagring av andre masser etterhvert øker sin fasthet for gradvis å gå over til bergarter/bergmasser.

Fig. 6 Forskjellig struktur for (A) jord- og (B) bergmasser gjør at materialer med samme blokkstørrelse vil ha vesensforskjellige egenskaper.



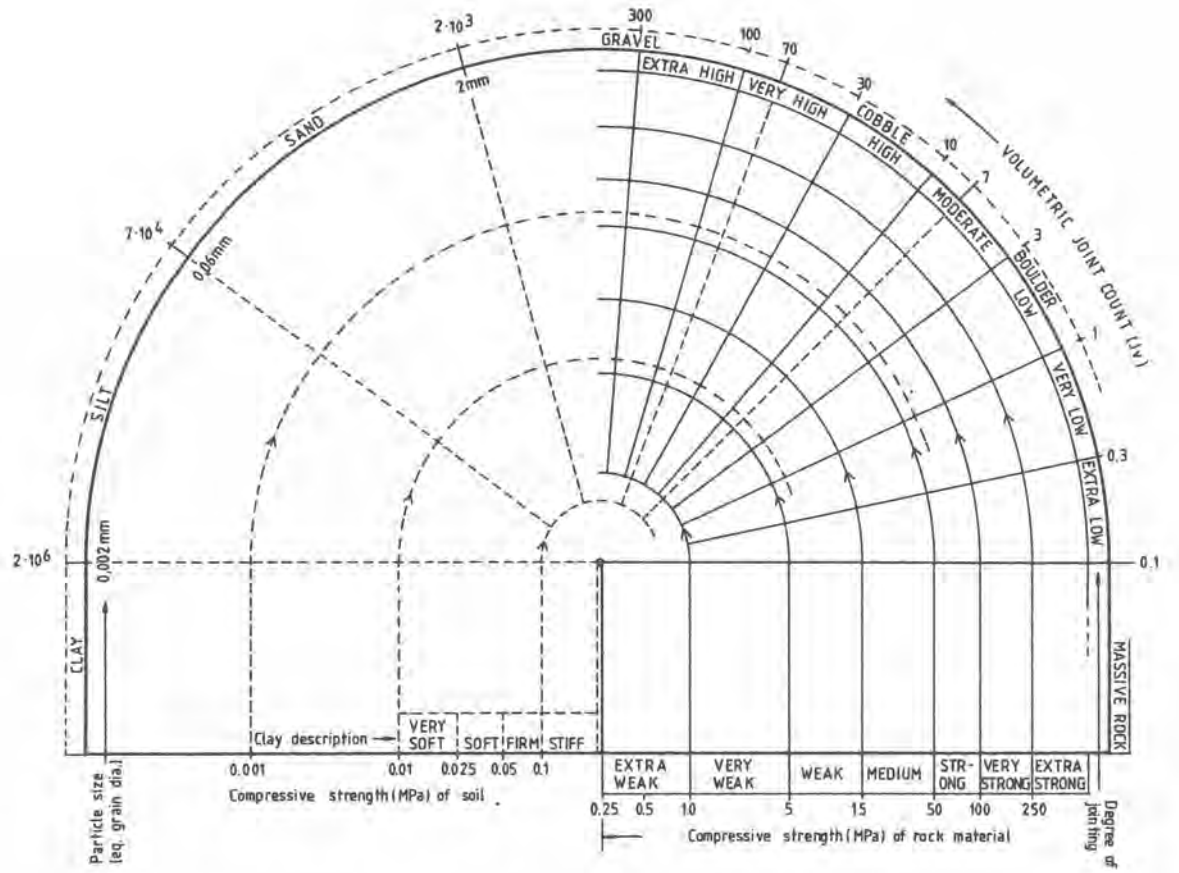


Fig. 7. Generelt identifikasjonsdiagram for jord- og bergarter

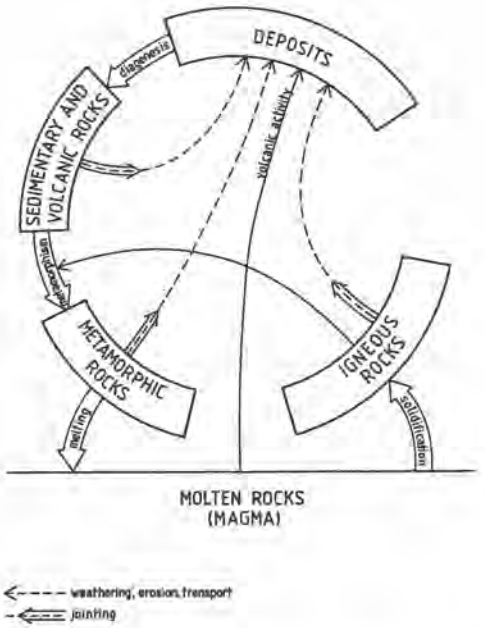


Fig. 8 Den geologiske syklus med sammenheng mellom hovedgruppene av bergartene

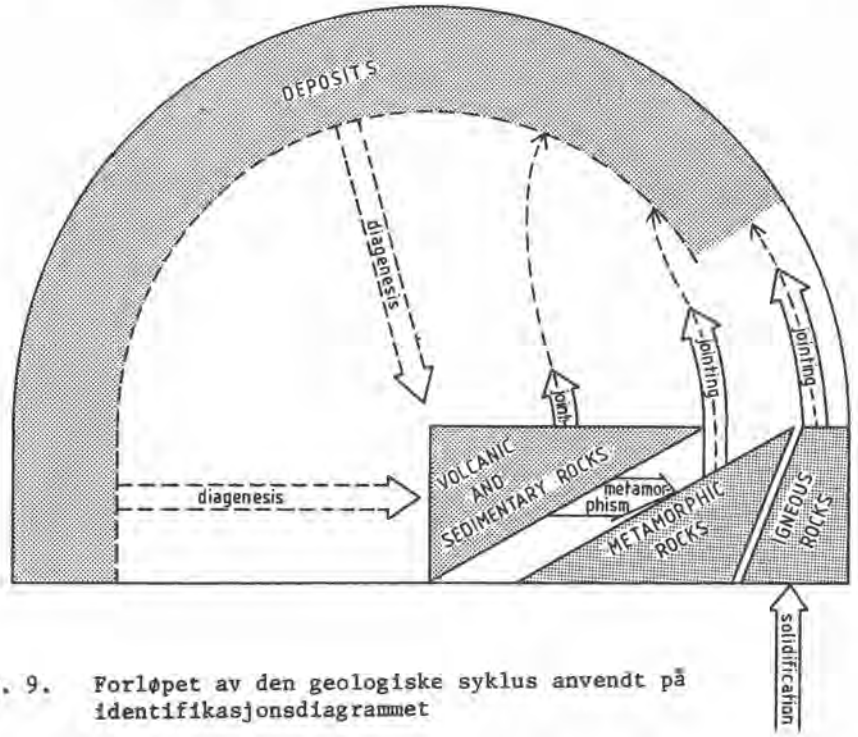


Fig. 9. Forløpet av den geologiske syklus anvendt på identifikasjonsdiagrammet

UTVIKLING AV INDEKS FOR BERGMASSERS FASTHET

I diagrammet fig. 7 er bare jordmassens (og ikke bergmassenes) trykkfasthet angitt. Det er derfor ønskelig også for bergmassen å kunne karakteriesere den med fasthet.

For bergmasser vil ikke bare bergartsegenskapene og oppsprekningsgraden (sprekketallet) virke inn, men også sprekkenes struktur. For å angi den enkelte sprekkens struktur, er ruhet og planhet til dels også sprekkens lengde benyttet. For sprekkeflatenes karakteristika er parameteren for disse ifølge NGI's Q-system, benyttet, se appendiks 2.

Ifølge Hoek & Brown kan en bergmasses trykkfasthet uttrykkes ved

$$\sigma_{rm} = \sigma_c \times s$$

der

σ_c = bergartens trykkfasthet
s = materialfaktor avhengig av oppsprekningsgrad og sprekkenes struktur

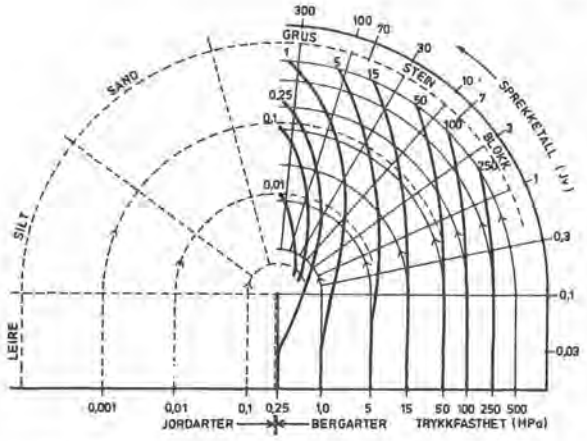
s-verdi :	1	0,1	0,004	0,0001	0,00001	~ 0
Oppspr.-grad :	ingen	liten	moderat	stor	meget stor	oppknust med leire
Q-verdi :	500	100	10	1	0,1	0,01

Tabell I. Verdier av s angitt for ulike typer bergmasser ifølge ref. (9).

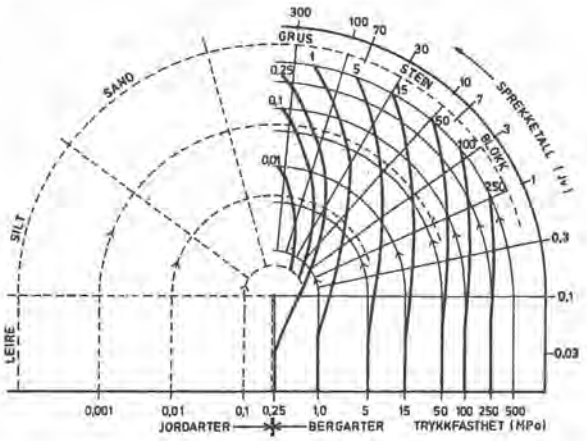
Det er imidlertid usikkerheter knyttet til hvordan den midlere sprekkeavstanden som er benyttet er målt. Videre er det som nevnt tidligere, usikkerhet knyttet til Q-faktoren for dette formål fordi denne faktoren også innehar parametre for bergtrykk og for grunnvann.

Bergmassens trykkfasthet finnes ved en sammenkobling av bergartens fasthet, og ulike oppsprekningsparametre som vist i fig. 10. De ulike diagrammene representerer forskjellige sprekkestrukturer fra korte, uregelmessige riss til lange, leirførende slepper.

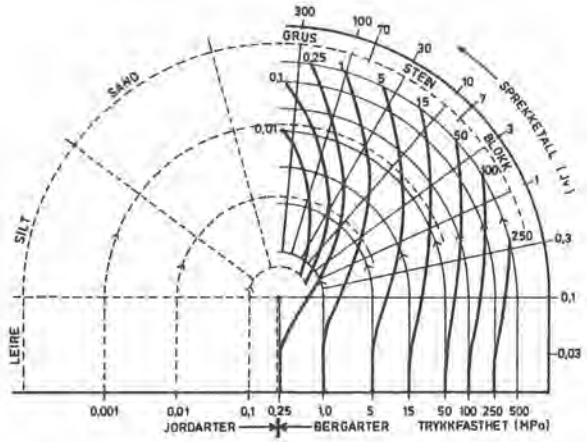
Faktoren RMi = σ_{rm} skal ifølge definisjonen angi bergmassens trykkfasthet. Dette vil imidlertid i de langt fleste tilfellene være en fiktiv størrelse og bør mer betraktes som en indeks for bergmassens fasthet. Skulle denne verdien kunne måles eller erholdes i praksis, ville "prøvestrykket" eller involvert volum være som antydet i fig. 11. Bare i sterkt oppsprukne soner vil RMi-verdien egentlig kunne måles med tilgjengelig utstyr.



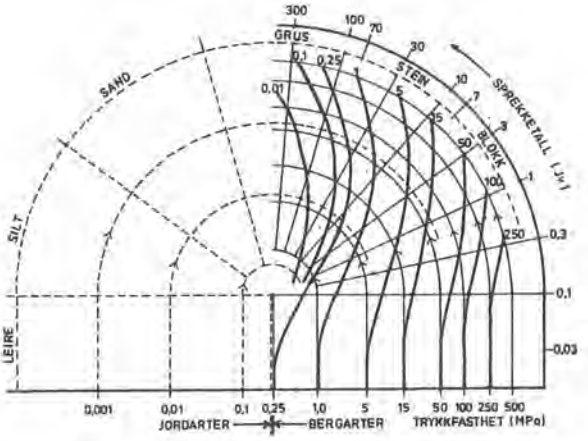
$\frac{Ja}{Jr}$ = 0,25 bølgete, ru STIKK (lengde 0,2-3m)



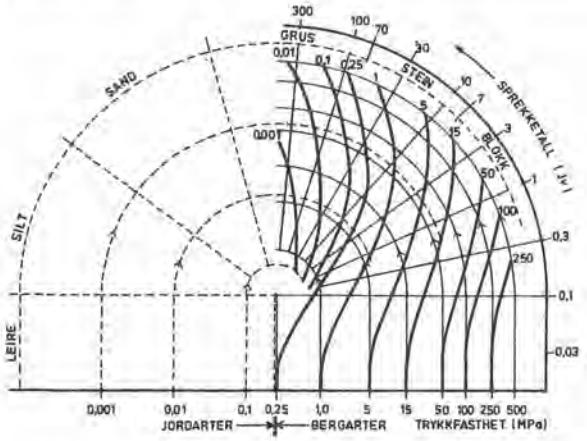
$\frac{Ja}{Jr}$ = 0,5 bølgete, glatte STIKK (lengde 0,2-3m)
bølgete, ru SPREKKER (lengde 2-30m)



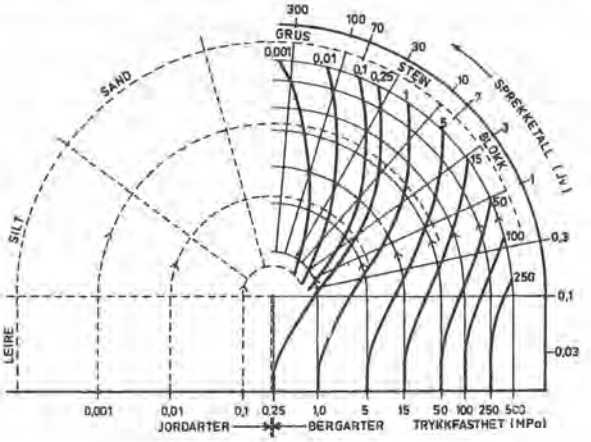
$\frac{Ja}{Jr}$ = 1 bølgete, glatte SPREKKER (lengde 2-30m)
plane, glatte STIKK (lengde 0,2-3m)



$\frac{Ja}{Jr}$ = 2 plane, glatte SPREKKER (lengde 2-30m)



$\frac{Ja}{Jr}$ = 4 bølgete, leirfylte



$\frac{Ja}{Jr}$ = 8 plane, leirfylte

SLEPPER (lengde 5-50m)

Fig. 10 Diagrammer for bergmasseindeks RMi

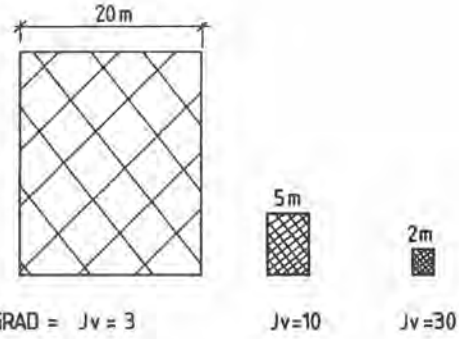


Fig. 11 Teoretisk størrelse på prøvestykker for måling av bergmassens fasthet

Fordelene ved å benytte diagrammene i fig. 10 for å karakterisere bergmasser, er at både bergartens styrke, oppsprekningsgrad og sprekkekarakter fremgår direkte fra plotting på diagrammet. De RMi-verdiene som fås, kan dessuten benyttes ved klassifisering av bergmassens kvalitet for stabilitet i bergrom og for angivelse av TMB-inndrifter som vist i det følgende. Også for klassifisering av sprengning burde RMi-verdiene kunne benyttes, da både sprengbarhet og fragmentering vil være avhengig av bergmassens fasthet. Dette er foreløpig ikke forsøkt utviklet.

STABILITETS-KLASSIFISERING PÅ BASIS AV RMi-VERDIENE

Det har ikke vært tid nok til en detaljert gjennomgang av de mulighetene RMi-verdiene har for klassifisering av bergmassens kvalitet med hensyn på stabilitet i bergrom og skjæringer. De tabeller og diagrammer som er vist, er derfor mer å betrakte som idéer og forslag for å antyde en fremgangsmåte.

For å vurdere bergmassens kvalitet med hensyn på stabiliteten i bergrom og skjæringer, må de eksisterende påvirkninger bergmassen er utsatt for, legges inn. Slik påvirkning i form av berg- og vanntrykk vil være bestemt ut fra beliggenheten av bergrommet. Også orienteringen av bergrommet vil ofte kunne innvirke på bergmassens stabilitetskvalitet. Da det allerede i Q-systemet eksisterer et veletablert klassifikasjonssystem for disse forhold, er det fristende å benytte dette oppsett for inndeling av berg- og vanntrykk. (En oppdatering av Q-systemet vil bli fremlagt i en annen artikkel på Bergmekanikkdagen, og det kan være at de nyere resultater som her blir fremlagt, vil kunne gjøre at den fremgangsmåten som er anvendt i det følgende, bør justeres noe.)

Ved å legge til grunn Q-systemets inndelinger for de to parametrene Jw og SRF sammen med RMi-verdien, vil bergmassens stabilitetsindeks kunne erholdes av formelen

$$Si = RMi\ Jw/SRF$$

Q-systemet har imidlertid en inndeling av SRF som det er noe ulogisk å benytte her, og en modifisering av SRF-inndelingen er benyttet i det følgende:

$$SRF = srf \times K_1 \times K_2 + K_3$$

der K_1, K_2, og K_3 er korreksjonsfaktorer for svakhetssoner
(For bergmasser utenom svakhetssoner er SRF = srf)

srf-verdiene er vist i fig. 13 som funksjon av bergtrykk og bergmasseindeks RMi. I figuren er det vist en sammenheng mellom hovedspenning og dybde under overflaten ut fra relasjonen $\sigma_v = 0{,}027 \times Z$ med forutsetning at største hovedspenning tilsvarer vertikalspenning på stedet. Av fig. 12 fremgår imidlertid at det kan være store avvik for denne relasjonen. Blant annet vil lokale topografiske forhold og eventuelle remanente/tektoniske spenninger kunne virke sterkt inn på både størrelse og retning av hovedspenningene, særlig inntil moderate dyp. Dybdeangivelsen i fig. 13 er derfor kun orienterende. Den riktige størrelsen av bergtrykket på det enkelte sted fås først når bergspenningsmålinger (hydraulisk splitteforsøk, bergtrykksmålinger) foreligger.

For svakhetssoner vil silo-effekten i forbindelse med bergtrykk innvirke på stabiliteten i disse. Også orientering av sonen i forhold til anlegget har betydning for stabiliteten. Disse forholdene er tatt vare på i korreksjonsfaktorene K_1, K_2 og K_3.

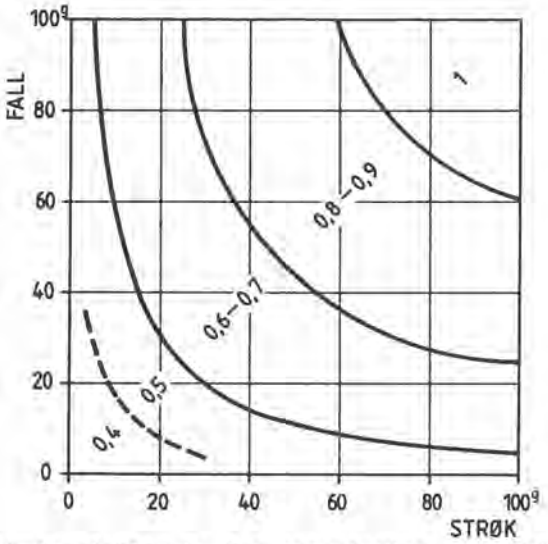


Fig. 14. Korreksjonsfaktor K_1 for orientering av svakhetssoner i forhold til bergrom/skjæringer

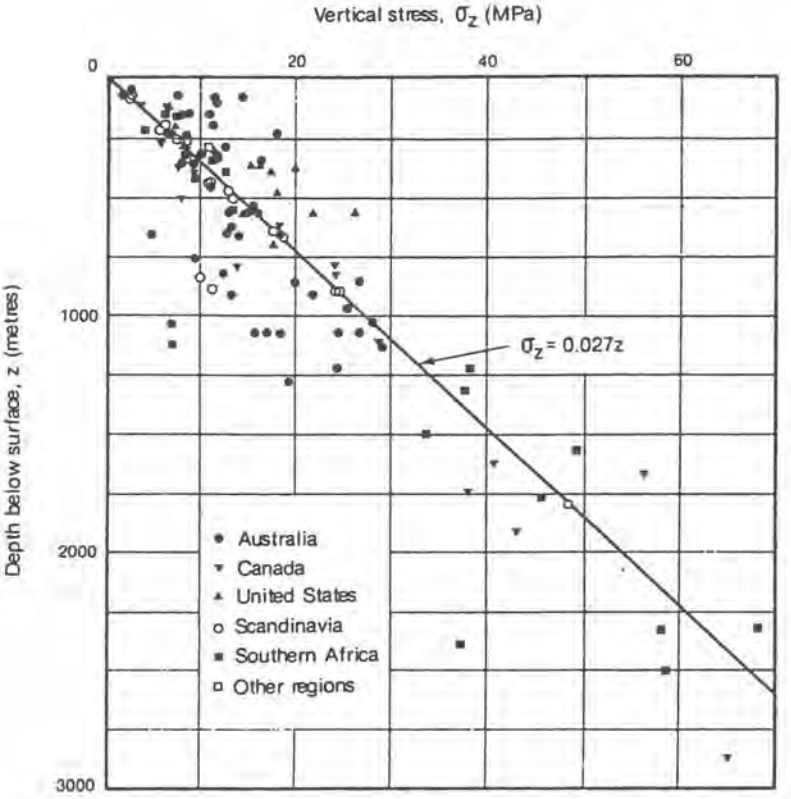


Fig. 12. Variasjon i målte vertikalspenninger i dypet (Etter ref. (6)

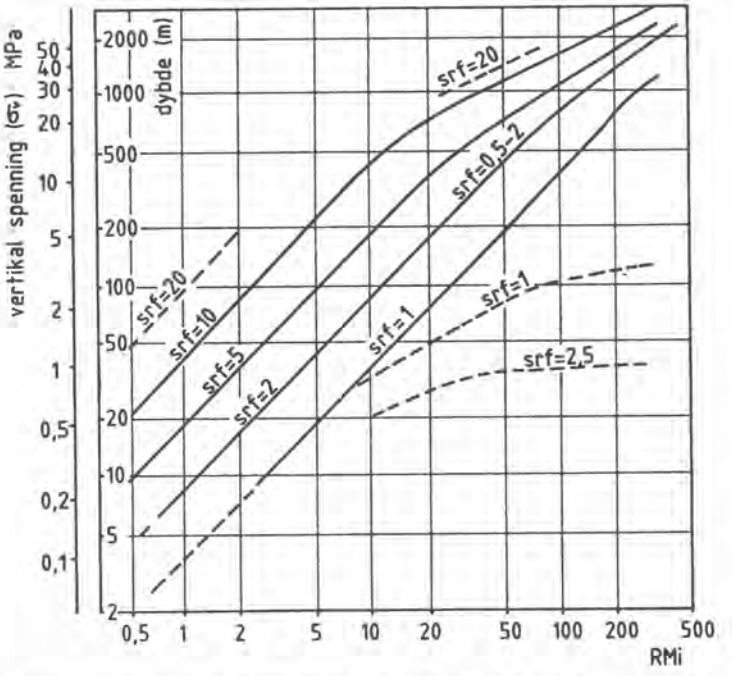


Fig. 13 srf-verdier som funksjon av bergtrykk og bergmasseindeks RMi

SONENS TYKKELSE	KORREKSJONS-FAKTOR K_2
1 - 3 m	0,5
3 - 10 m	0,75
10 - 30 m	0,9
> 30 m	1

Tabell II Korreksjonsfaktor K_2 for soners størrelse

Svelle-egenskaper	Korreksjonsfaktor K_3 lavt leirinnhold	høyt leirinnhold
meget lave	0	0
lave	2,5	5
moderate	7,5	10
høye	15	20

Tabell III Korreksjonsfaktor K_3 for innhold av svellende materialer i soner.

For vannforhold benyttes J_w-verdiene fra Q-systemet uavkortet som vist i appendiks 2.

I eksempel 1, 2 og 3 er vist fremgangsmåten for beregning av stabilitetsindeksen Si.

Verdiene for RMi fremkommer ved å finne kryssingspunktet mellom de konsentriske kurvene for trykkfastheten og linjene for sprekketallet (se fig. 7). Dette legges inn på det diagrammet i fig. 10 som best dekker de aktuelle sprekkekarakteristika (Ja/Jr).

Som det fremgår av eksemplene, har stabilitetsindeksen Si omtrent samme verdi som Q-faktoren. Når metode og omfang av sikring skal bestemmes, kan dette derfor gjøres ut fra de nødvendige diagrammer i Q-systemet (ref. 2).

BEREGNING AV TBM INNDRIFTER PÅ BASIS AV RMi

Ifølge prognosemodellen for TBM utviklet ved institutt for anleggsdrift NTH, er inntrengningen ved fullprofilboring avhengig av borbarhet (DRI) og oppsprekning uttrykt enten ved sprekkeklasser eller stikk-klasser. Da denne klasseinndelingen for oppsprekningen er angitt ved avstand mellom svakhetsplan, altså en-dimensjonalt til forskjell fra oppsprekningens tre-dimensjonale karakter, er selve angivelsen ikke godt nok definert når sprekketallet skal beregnes. Ved beregningen av sprekketallet er det derfor benyttet en antatt korreksjonsfaktor på Kc = 1,6, se appendiks 1. I den videre behandling er det ikke foreløpig utviklet noen korreksjonsfaktor for å ta hensyn til orientering av sprekkene/stikkene da orienteringen ifølge prognosemodellen ikke er angitt når det opptrer flere sprekkesett.

For mange bergarter er det en sammenheng mellom bergartens DRI-verdi og dens trykkfasthet som vist i fig. 15. Noen bergartstyper faller utenfor kurven og for disse vil da korreksjonsverdiene i tabell IV kunne komme til anvendelse.

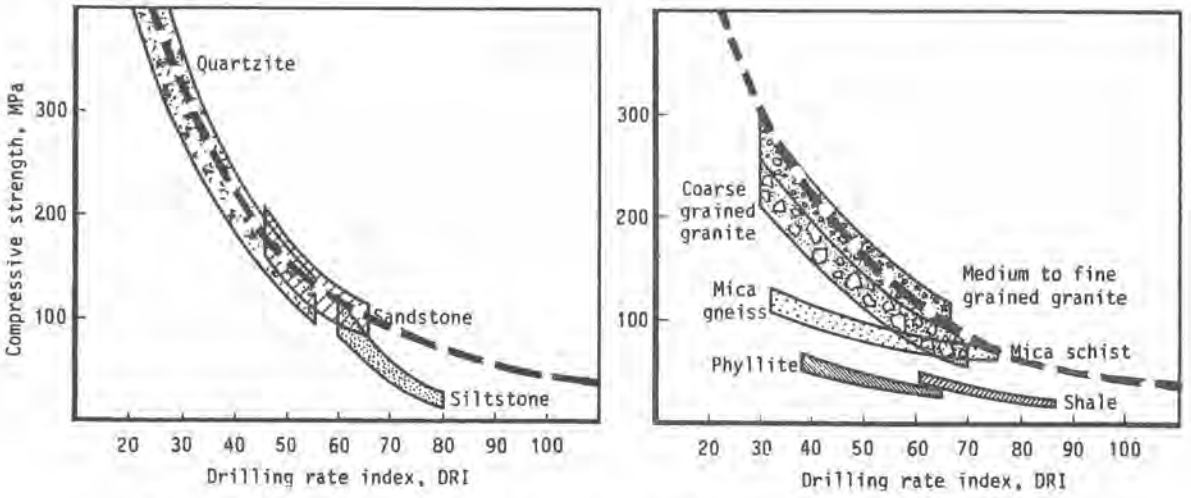


Fig. 15. Sammenheng mellom benyttete DRI-verdier og bergartenes trykkfasthet. (Etter ref. (14))

Ved å plotte tilhørende verdier for bergartens trykkfasthet og bergmassens oppsprekning, fås kurver for TBM inntrengning som (ikke uventet) viser seg å være nær parallelle med bergmassens RMi-kurver i fig. 10. Derved vil RMi-verdiene kunne benyttes direkte for beregning av TBM-inndriften. Sammenhengen mellom RMi-verdiene og basisinntrengningen er som vist i fig. 16.

For enkelte bergarter må som nevnt inntrengningen korrigeres med multiplikasjonsfaktoren C_1 i tabell IV.

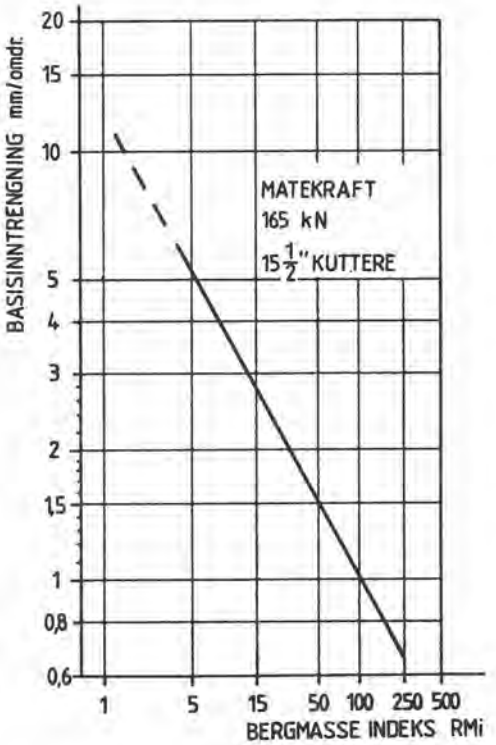


Fig. 16. Basisinntrengning pr. omdreining som funksjon av bergmasse-indeks

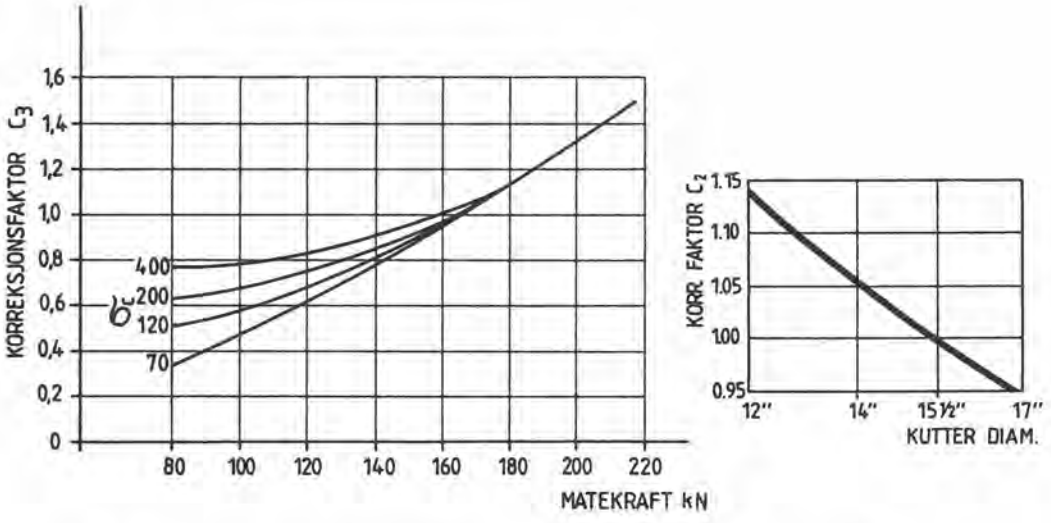


Fig. 17 Korreksjonsfaktoren C_2 for størrelse av rullemeisler og C_3 for matekraft

	C_1		C_1
Granitt	1	Grønnstein	0,8 - 1
Grovkornet granitt	1,1	Grønnskifer	1,25
Glimmergneis	1,4	Kalkstein	0,8 - 1,25
Glimmerskifer	1,1 - 1,25	Marmor	0,9 - 1
Fyllitt	1,8 - 2,5	Kalkleirskifer	1,1 - 1,4
Amfibolittisk gneis	0,8 - 1,5	Sandstein	1
Stripet gneis	1,1 - 1,3	Kvartsitt	1
		Leirskifer	2 - 3

Tabell IV. Korreksjonsfaktor C_1 for ulike bergartstyper

Korreksjonsfaktorer for andre matekrefter enn 165 kN og andre størrelser på rullemeislene enn de 15½" som er benyttet i beregningsgrunnlaget, er vist i fig. 17.

Inntrengningen pr. omdreining blir da:

$$I_t = i_b \times C_2 \times C_2 \times C_3$$

der

i_b er basis inntrengning (fig. 16)

$C_2 \times C_2 \times C_3$ faktorer for henholdsvis bergartstype, kutterstørrelse og matekraft

Gangen i en bestemmelse av TBM-inndriften fremgår av eksempel 4 og 5.

Den skisserte metoden for beregning av TBM inndrifter baserer seg på lett målbare parametre. For grove overslag kan tabeller med trykkfasthets-data for sammenlignbare bergarter samt enkle sprekkeobservasjoner benyttes. Metoden bør fortrinnsvis benyttes for mer overslagsmessige beregninger av TBM-inndriften, da lokale forhold ved bergartens borbarhet ikke nødvendigvis fanges opp av dens trykkfasthet. Som det fremgår av ref. (14) er TBM inndriften særlig avhengig av oppsprekningen som i mange tilfeller "overdøver" innvirkningen av DRI. En vel definert måte å angi sprekkene på er derfor særlig viktig. Pga. oppsprekningens tre-dimensjonale opptreden er en beskrivelse som tar hensyn til dette en forutsetning for best mulig prognosering. I appendiks 1 er vist hvordan sprekketallet lett kan finnes for ulike typer oppsprekning og ut fra andre angivelser av oppsprekningsgraden.

EKSEMPLER

Eksempel 1

En gneis med trykkfasthet 150 MPa er gjennomsatt av sprekkesettene

a) avst. 0,3 - 1 m plane og glate sprekker
b) avst. 1 - 3 m bølgete og glatte sprekker
c) avst. 1 - 5 m bølgete og ru sprekker

Anlegget ligger 300 m under overflaten. Bergmassene har lave Lugeon-verdier (målt i borhull).

Sprekketallet finnes av formelen (I)

$$Jv = \frac{1}{1} + \frac{1}{3} + \frac{1}{5} = 1{,}5 \text{ (minimalverdi)}$$

$$Jv = \frac{1}{0{,}3} + \frac{1}{1} + \frac{1}{1} = 5 \text{ (maksimalverdi)}$$

Midlere sprekketall vil være

$Jv = (1{,}5 + 5) \times 0{,}5 =$ ca. 3 (liten - moderat oppsprekning)

Fra fig. 10 finnes bergmassens styrkeindeks til

$$RMi = 30 \text{ for } \frac{Ja}{Jr} = 2 \text{ (plane, glatte sprekker)}$$

Ved normale gravitasjonsspenninger finnes ifølge fig. 13.

$srf = 2.$

Små Lugeon - verdier gir

$Jw = 1$

Stabilitetsindeksen blir da

$$Si = 30 \times \frac{1}{2} = 15$$

(Ved å benytte Q-systemet her finnes

$$Q = \frac{100}{9} \times \frac{2}{1} \times \frac{1}{2} = 11)$$

Eksempel 2

En finfragmentert, leirholdig svakhetssone med antatt tykkelse 10 m vil skjære en tunnel som går på 200 m dyp med strøk 60^g fall 80^g.

Fra appendiks 3 finnes

RMi = 0,2 - 2. Vi antar RMi = 1

Fra fig. 13 finnes srf = 10 - 20, vi antar 15

Korreksjonsfaktorene K_1 og K_2 blir ifølge fig. 14 og tabell II

$K_1 = 0,9, \quad K_2 = 0,8$

Det antas at sonen ikke har svellende mineraler, dvs. $K_3 = 0$.

Stabilitetsindeksen blir da

$$Si = \frac{1}{15 \times 0,9 \times 0,8} = 0,09$$

forutsatt små vannproblemer.

(Fra Q-systemet finnes

$$Q = \frac{10}{12} \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2,5} = 0,11)$$

Eksempel 3

En kompleks, leirholdig sone med svelleleire (moderate svelleegenskaper) er 5 m tykk.

Den er orientert med

strøk = 30^g, fall = 20^g i forhold til et bergrom i dybde 500 m under overflaten.

RMi	= 0,05	(fra appendiks 3)
srf	= 20	(fig. 13)
K_1	= 0,5	(fig. 14)
K_2	= 0,75	(tabell II)
K_3	= 8	(tabell III)

$$Si = 0,05 \times \frac{1}{20 \times 0,5 \times 0,75 + 8} = \underline{\underline{0,003}}$$

(Ved å benytte Q-systemet finnes

$$Q = \frac{10}{20} \times \frac{1}{20} \times \frac{1}{7,5} = \underline{\underline{0,003}} \ )$$

Eksempel 3 og 4

An example for estimating advance rate for different geological conditions is given in the following.

Machine Factors

TBM diameter	4.5m
Cutter size	17 in
Thrust capacity per disc	230kN
Cutterhead RPM	9.0
Motor power installed	1 050hp

Geology

	Example I	Example II
Rock type	Gneiss	Mica schist
DRI	50	50
Degree of fracturing	Fissure Class 0-I	Fissure Class II
Angle to tunnel axis	20°	20°

Net advance rate

		Example I	Example II
	Utilised thrust kN	200	200
Fig 9	Basic penetration mm/o	4.9	4.9
Fig 9	Correction Cutter Diameter	0.95	0.95
Fig 10b	Correction rock fracturing	0.51	1.08
	Penetration mm/o	2.37	5.07
	Advance m/h	1.28	2.74

This example illustrates that the rock drillability itself hardly gives sufficient information to estimate advance rate. It is therefore important to notice that when using the model for preliminary investigations, the greatest effort should be made to estimate the degree of fracturing. □

Fig. 18 Eksempler på TBM inndrift ifølge ref. (14)

For de to eksemplene i fig. 18 vil vi få følgende:

	Eksempel 3 (I)	Eksempel 4 II
Trykkfasthet (fig. 4)	gneis antas = 140	glimmerskifer antas = 90
Sprekketall fra "fissure class"	0-I antas = 1	II antas = 7,5
Bergmasseindeks (fig. 10)	RMi = 60	RMi = 14 (for Ja/Jv=0,5)
Basisinntregning (fig. 16)	$i_b = 1,4$	$i_b = 3,0$
Korreksjonsfaktorer	$C_1 = 1,2$ $C_2 = 0,95$ $C_3 = 2,35$	$C_1 = 1,2$ $C_2 = 0,95$ $C_3 = 1,35$
Penetrasjon pr. omdreining	$I_t = 2,15$ mm	$I_t = 4,6$ mm

BEREGNING AV SPREKKETALLET (J_v)

Dersom vi tenker oss at en kunne foreta sikteprøve av en (større) bergmasse og sette opp fordelingen av blokkstørrelsene, ville vi kunne få frem en kurve som vist i fig. A1. Det vil være en stor forskjell mellom størrelse på minste blokk og største blokk. Innen en viss bergmasse vil det alltid være en blanding av blokkstørrelsene, og oppsprekningsgraden bør derfor normalt angis ved variasjonsområde for denne.

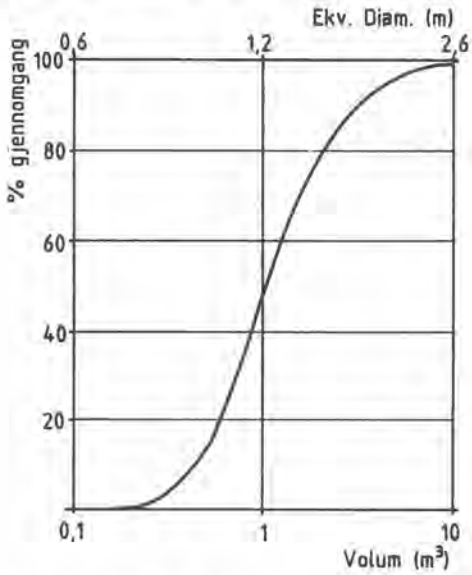


Fig. A1 "Siktekurve" for en oppsprukken bergmasse

Ved for hvert sprekkesett å summere største og minste sprekkefrekvens for alle settene, fås et tall som antyder minimal og maksimal oppsprekningsgrad. En midlere verdi for oppsprekningen kan oftest være tilstrekkelig å bruke for overslag.

For en mer utførlig beskrivelse av sprekketallet henvises til ref. (16-18).

1. Jv fra sprekkeobservasjoner på overflaten

1.1 Ved opptreden av sprekkesett

$$Jv = \frac{1}{S1} + \frac{1}{S2} + \frac{1}{S3} \qquad (I)$$ S = sprekkeavstand (m)

1.1.1 Eksempel

S1 = 1 - 3 m
S2 = 0,5 - 2 m
S3 = 0,3 - 0,5 m

Jv kan ha største verdi

$$Jv = \frac{1}{1} + \frac{1}{0,5} + \frac{1}{0,3} = 1 + 2 + 3 = 6$$

Minste verdi vil være:

$$Jv = \frac{1}{3} + \frac{1}{2} + \frac{1}{0,5} = 0,3 + 0,5 + 2 = 2,8$$

Som midlere verdi antas $Jv = \frac{1}{2}(6 + 2,8) = 4,4$

1.2 Jv ved uregelmessig oppsprekning

$$Jv = Ka \times Na \qquad (II)$$

Na = antall sprekker pr. m2
Ka = korreksjonsfaktor

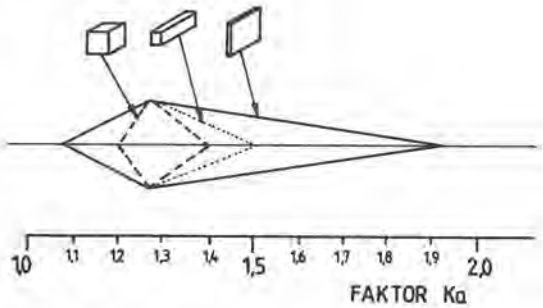


Fig. A2 Variasjon av faktor Ka med blokkform

Mer nøyaktig kan sprekketall bestemmes ved

$$Jv = \frac{1}{A} \sum \frac{1}{\sin \delta} \qquad \text{(III)}$$

δ = vinkel mellom den enkelte sprekk og overflaten
A = arealet av kartlagt overflate i m2.

NB. Ved små vinkler δ mellom sprekk og borkjerne vil $\frac{1}{\sin \delta}$ influere sterkt på Jv. Nøyaktige målinger av δ er derfor viktig i slike tilfeller.

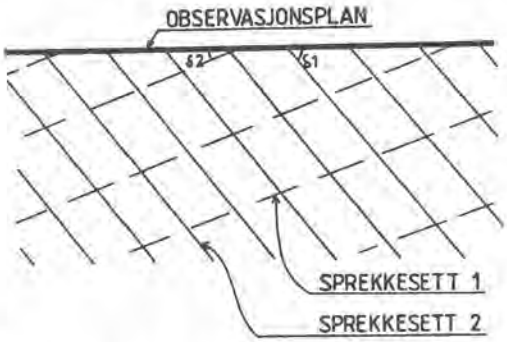


Fig. A3 Vinkler mellom observasjonsflate og sprekker

2. Jv fra borkjerner

2.1 Ved måling av sprekkefrekvensen (antallet sprekker pr. m borkjerne)

$$Jv = Kb \times Nb \qquad \text{(IV)}$$

Nb sprekkefrekvensen
Kb korreksjonsfaktor

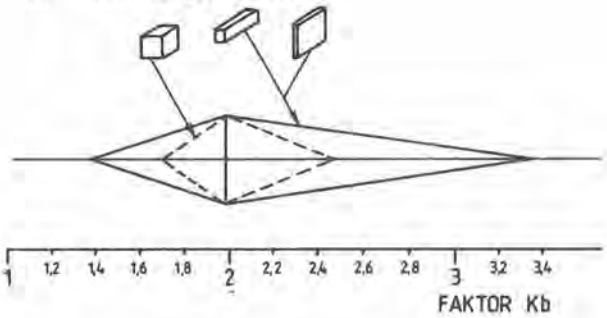


Fig. A4 Variasjon av faktor Kb med blokkform

eller mer nøyaktig:

$$Jv = \frac{1}{L} \quad \frac{1}{\sin \delta} \qquad (V)$$

δ er vinkel mellom borkjerne og den enkelte sprekk
L er lengden av kartlagt borkjerne i m

Også her er nøyaktige målinger av små vinkler viktig for sluttresultatet.

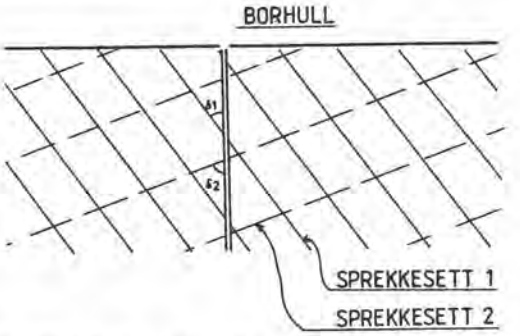


Fig. A5 Vinkler mellom borhull og sprekker

2.2 Ved RQD målinger

$$Jv = 33 - \frac{1}{3,3} \text{ RQD} \qquad (VI)$$

(RQD = 0 for Jv > 35)

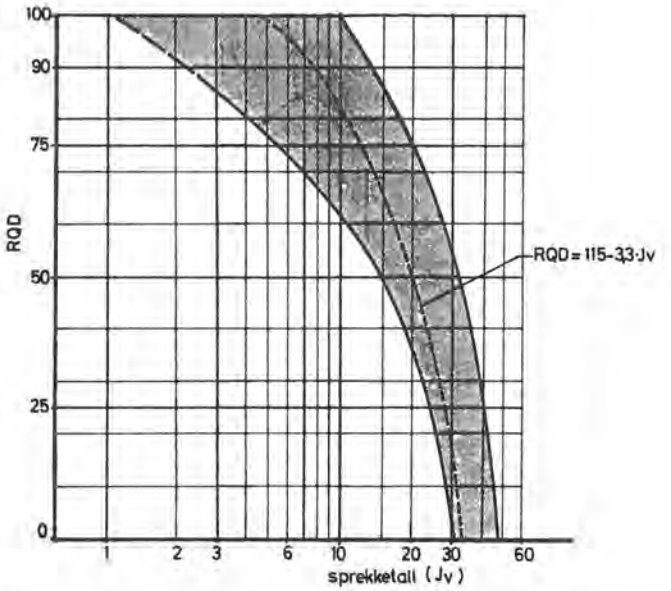


Fig. A6 Sammenheng mellom sprekketall og RQD

3. Fra blokkstørrelse

Fra fig. A7 kan Jv finnes ut fra blokkstørrelse og blokkform.

Ved meget stor oppsprekningsgrad kan dette ofte være greieste metode å bestemme sprekketallet på.

Jv kan også grovt finnes av formelen

$$Jv = \sqrt[3]{\frac{10}{V}} \qquad \text{(VII)}$$

V = volumet på blokken $(i\ m^3)$

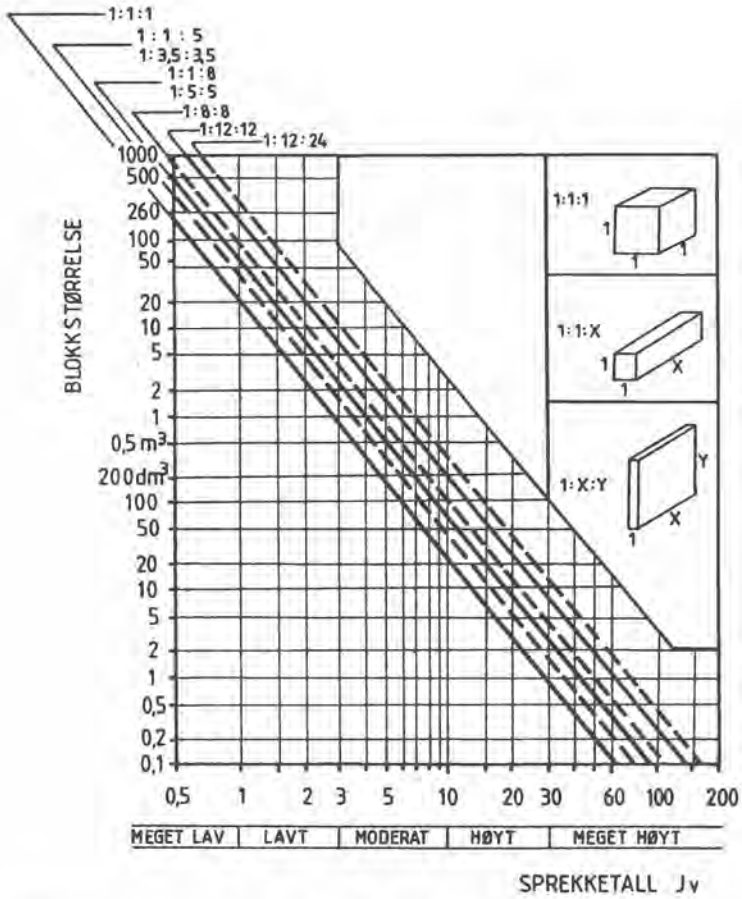


Fig. A7 Sammenheng mellom sprekketall og blokkstørrelse

4. Fra andre sprekkemålinger

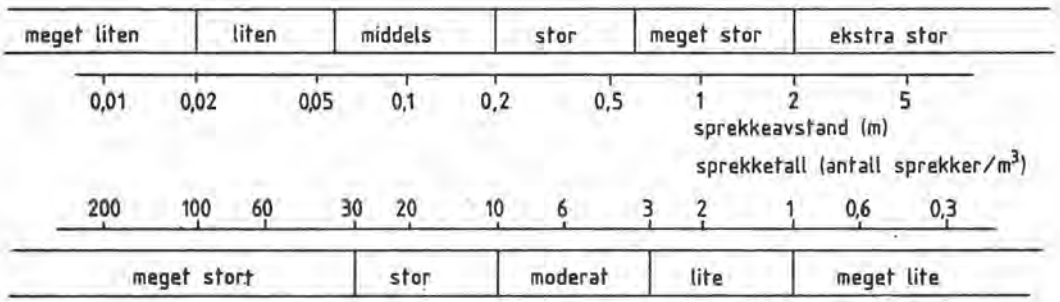
Dersom det foreligger angivelse av oppsprekningsgraden ved midlere sprekkeavstand, kan sprekketallet finnes ved

$$Jv = \frac{Kc}{Nc} \qquad \text{(VIII)}$$

der

Nc = midlere sprekkeavstand i meter
Kc = korreksjonsfaktor

Ettersom midlere sprekkeavstand ikke er definert, vil det være vanskelig å finne en riktig verdi på Kc. Den ventes imidlertid å ligge mellom 1,3 og 2.



BESKRIVELSE OG TALLANGIVELSE FOR SPREKKERS OPPBYGNING OG BERGMASSERS VANNFORHOLD
(Jr, Ja og Jw-verdier ifølge Q-systemet)

	Jr-verdi
Diskontinuerlige sprekker (sprekker som "dør ut" i bergmassen)	4
Ru eller irregulære, bølgete sprekker	3
Ru eller irregulære, plane sprekker	2
Glatte, bølgete sprekker	1,5
Glatte, plane sprekker	1,5
Bølgete sprekker med glidespeil	1,0
Plane sprekker med glidespeil	0,5

Tabell AI Sprekkers ruhet og forløp (Etter ref. (2))

Eventuelt sprekkebelegg	Ja-verdi
Sammenvokste sprekker med hard uoppbløtelig og impermeabel fylling, f.eks. kvarts, feltspat, epidot	0,75
Uomvandlede sprekkeflater, bare eventuell overflateoksydasjon	1,0
Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg	2,0
Siltig eller sandig sprekkemateriale, litt leire (ikke svelleleire)	3,0
Oppbløtelig leire eller leirbelegg med lav friksjon, f.eks. kaolinitt, kloritt, talk, gips, grafitt, svelleleire m.m.	4,0
Sprekkefylling (i slepper) /tykkelse > 10 cm)	
Sandige partikler, leirfritt, oppknust sprekkemateriale	4,0
Sterkt overkonsolidert, uoppbløtelig leirfylling	6,0
Middels eller lav konsolidering, uppbløtelig sprekkefylling av leirmateriale. (Gjelder også svelleleire)	8,0
(For svelleleire i svakhetssoner foretas korrigering ifølge tabell III)	

Tabell AII Beskrivelse av sprekkemateriale (Etter ref. (2)

	Ca. vanntrykk i kg/cm2	Jw-verdi
Tørre bergrom eller minimal inn lekkasje, dvs. < 5 l/min lokal	>1	1,0
Middels innlekkasje eller trykk. Stedvis utvasking av sprekke-materiale		0,66
Stor innlekkasje eller høyt trykk i massivt berg med sprekker uten fylling	2,5-10	0,5
Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekke-materiale	2,5-10	0,33
Meget stor innlekkasje eller vanntrykk ved utsprengning av-tagende med tiden	>10	0,2-0,1
Meget stor innlekkasje eller vanntrykk. Ikke avtagende	>10	0,1-0,05

Tabell AIII Beskrivelse av vannforhold (Etter ref (2)

OMTRENTLIGE RMi-VERDIER FOR ULIKE TYPER SVAKHETSSONER MED TYKKELSE > 1 m

Ved å plotte data fra beskrivelsen under for de ulike typer svakhetssoner på diagrammene for bergmasseindeks (se neste side) kan omtrentlige RMi-verdier for sonene finnes som angitt under

		RMi-verdi
A	SPALTESONER Soner med innhold av tilført og/eller utfelt materiale av m/leire, kloritt og med skarp overgang til sideberget.	0,01 - 0,1
B	GROVFRAGMENTERTE SONER Disse er ofte relativt leirfattige, men kan ha ..... tynt leirbelegg på mer spredte sprekkeflater.	1 - 10
C	FINFRAGMENTERTE SONER Disse har ofte et tynt leirbelegg på de fleste ..... sprekkeflater.	0,2 - 2
D	ENKLE, LEIRHOLDIGE/LEIRRIKE SONER Disse har et leirrikt sentralt parti og i tillegg .... mer spredte slepper i sonen ellers.	0,2 - 2
E	KOMPLEKSE, LEIRHOLDIGE/LEIRRIKE SONER Disse har klart adskilte, større, leirrike soner med . sterkt oppsprukket berg imellom.	0,01 - 0,1
F	SPREKKE-/SLEPPESONER Soner med flere gjennomsettende, parallelle sprekker/slepper med liten innbyrdes avstand. Relativt helt berg mellom sprekkene/sleppene.	2 - 20 (sprekker) 0,2 - 2 (slepper)

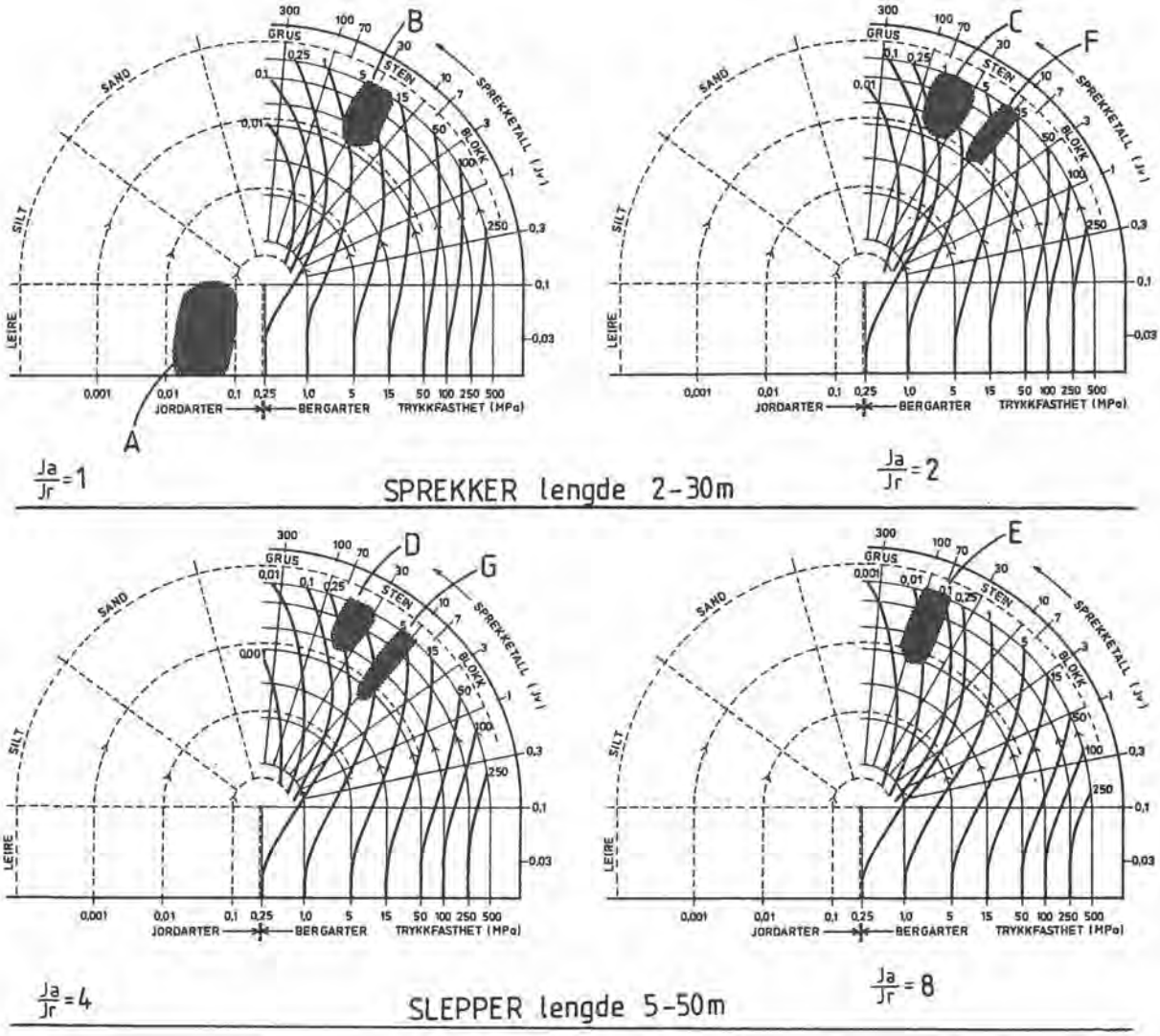


Fig. A8 RMi-verdier for svakhetssoner

REFERANSER

(1) Barton, N. (1982)
Characterizing rock masses to improve excavation design.
4th Intn. Congr. IAEG, New Dehli

(2) Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974)
Engineering classification of rock masses for the design of tunnel suppoert.
Rock Mech. 6, 1974

(3) Bergman, S.G.A. (1975)
Funksjonell bergklassifisering.
IVA meddelande nr. 142 pp. 115-128.

(4) Beyer, F., (1982)
Zum mittleren Kluftabstand aus der Anzahl von Kluftanschnittlinien
Rock Mechanics 14 pp 135-151

(5) Bieniawski, Z.T. (1973)
Engineering classification of jointed rock masses. The Civil Engineers in South Africa, July 1974.

(6) Brown, E. T. (1985)
From theory to practice in rock engineering
Tunnelling-85, Brighton England

(7) Deere, D.U. Monsees, J.E., Peck, R.B., Schmidt, B. (1969)
Design of tunnel liners and support systems. Office of High Speed Ground Transportation, U.S. Department of Transportation. Washinton.

(8) Franklin, J. A. Broch, E., Walton, G. (1971)
Logging the mechanical character of rock. Trans. Instn Min. Metall. (Sect. A: Min. industri) 80, 1971.

(9) Hoek, E. (1983)
Strength of jointed rock masses
Geotechnique 33 No. 3, 1983

(10) Hudson, J.A., Priest, S.D., (1979)
Discontinuties and rock mass geometry.
Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 1979 No. 6

(11) Institutt for anleggsdrift, NTH (1983)
Fullprofilboring av tunneler
Prosjektrapport 1-83

(12) International Society for Rock Mechanics, Commission of Standardization of Laboratory and Field Tests (Barton, N., coord.) (1978).
Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses.
Int. J. Rock Mech. Min., Sci Vol 15 pp 319-368

(13) International Society for Rock Mechanics, Commission on Classification of Rocks and Rock Masses (1980). Basic geotechnical description of rock masses.
Int. J. Rock Mech. min. Sci. Vol. 18, pp 85-110.

(14) Movinkel, T., Johannessen, O. (1986)
Geological parameters for hard rock tunnel boring
Tunnels and Tunnelling, April 1986

(15) Norsk Bergmekanikkgruppe (1985)
Håndbok - ingeniørgeologi berg
Tapir 1985.

(16) Palmstrøm, A., (1982)
The volumetric joint count, a simple and useful measure of the degree of jointing.
4th Intn. Congr. IAEG, New Dehli.

(17) Palmstrøm, A. (1985)
Application of the volumetric joint count as a measure of rock mass jointing.
Int. conf. on Fundamentals of rock joints, Bjørkliden, Sweden, 1985.

(18) Palmstrøm, A., (1986)
The volumetric joint count as measure of rock mass jointing
F^3-Conference, Jerusalem

(19) Piteau, D.R. (1973)
Characterizing and extrapolating rock joints properties in engineering practice.
Rock Mechanics, Suppl. 2, 1973

(20) Russenes, B., F. (1974)
Bergslagsanalyse for tunneler i dalsider
Hovedfagsoppgave, Geologisk institutt, Bergen 1974.
Upublisert

(21) Watkins, M.D. (1971)
Terminology for describing the spcing of discontinuities of rock masses.
Q. J. Enging. Geol. Vol. 3 1970

INGENIØRGEOLOGISK KVALITETSSIKRING VED ÅLESUND-GISKE UNDERSJØISKE VEGTUNNELER

ENGINEERING GEOLOGICAL QUALITY ASSURANCE AT THE ÅLESUND-GISKE SUBSEA ROAD TUNNELS

Axel B. Olsen og O. Torgeir Blindheim, Dr.ing. O.T. Blindheim

SAMMENDRAG

De undersjøiske vegtunnelene Ålesund-Ellingsøy og Ellingsøy-Valderøy er hittil drevet ut med ca 40 % av samlet lengde på 7,7 km, herav 250 m under sjøen. Tunnelene drives med maks. 85 o/oo stupning med netto 68 m2 utsprengt tverrsnitt for 3 kjørefelt.

Fjellmassen består av forskjellige gneiser og noe gabbro m.v. Moderat oppsprukne partier veksler med mer folierte eller tett oppsprukne. Mektige knusningssoner opptrer i et begrenset omfang.

Den første større knusningssonen under Valderøy er sikret dels med sprøytebetong og bolting, dels med full utstøping. Sprekkesoner sikres med bolter, småfallent fjell og leirslepper med bolter og sprøytebetong. Det anvendes våtsprøyting også på sjøstrekningene.

Foreløpig er kun mindre lekkasjer påtruffet under sjøen. Under Aksla er det drevet gjennom et parti med store vannlekkasjer fra åpne foliasjonssprekker, som krevde omfattende forinjeksjon.

Den ingeniørgeologiske kvalitetssikringen baseres på stedlig ingeniørgeolog i kombinasjon med regelmessige befaringer av

senior ingeniørgeolog og Vegvesenets egne kontrollører. Dette sikrer ajourførte sammenstillinger og vurderinger av fjellforholdene, utførte tettings- og sikringsarbeider, resultater fra de systematiske sonderboringene og revisjon av prognoser og og prosedyrer for tunneldrivingen og sikringen. Det anvendte rapporteringssystem dekker det løpende informasjonsbehovet ved siden av byggemøtereferatene, og inngår i "som bygget"-dokumentasjonen.

SUMMARY

The subsea road tunnels Ålesund-Ellingsøy and Ellingsøy-Valderøy have been excavated about 40 % of a total length of 7.7 km. Presently only 250 m are outside the shorelines. The tunnels are excavated by drill & blast with a max. downward slope of about 1:12, with a net cross section of 68 m2 for 3 driving lanes.

The rock mass consists of various gneisses and some gabbro, with a variation from moderately jointed to more foliated or heavily jointed. Wide crushed zones are expected in a limited number.

The first large crushed zone under the Valderøy island was supported partly with shotcrete and rock bolts, and partly with full in situ concrete lining. Jointed zones are reinforced with rock bolts, and seamy rock with clay gouges with rock bolts and shotcrete. Wet shotcrete with steel fibres is used also on the subsea stretches.

Up to now only minor leakages have been experienced below the sea. Under the mountain Aksla the tunnel has been driven through an area with large water inflow from open foliation joints, with the use of extensive pre-grouting.

The engineering geological quality assurance program is based on a site geological engineer in combination with regular inspections by a senior geological engineer, and the owners site control engineers. This ensures continuous evaluations of the rock conditions, the performed rock support and grouting, the results from the systematic percussive probe drilling, and allows the necessary revision of prognoses and procedures for the tunnelling. The report system covers the need for information spread besides the project meeting reports, and is a part of the "as built"-documentation.

FREMDRIFT TIL NÅ

De to tunnelene, Ålesund-Ellingsøy på 3 516 m og Ellingsøy-Valderøy på 4 211 m, som utgjør hoveddelen av tunnel- og brusambandet Ålesund-Giske, drives på 4 stuffer. Pr 4.10.86 er det drevet ut 3 278 m, dvs. 42,4 % av samlet tunnellengde:

Ålesund-E.	: 271 m	
Elingsøy-Å.	: 1 148 "	herav 45 m under sjøen
Ellingsøy-V.	: 857 "	" 200 " " "
Valderøy-E.	: 1 002 "	

Foredraget gir en oppsummering av erfaringene med fjellforholdene, og den ingeniørgeologiske oppfølgingen til nå. Lengdeprofilene i figur 1 viser utdrevne lengder.

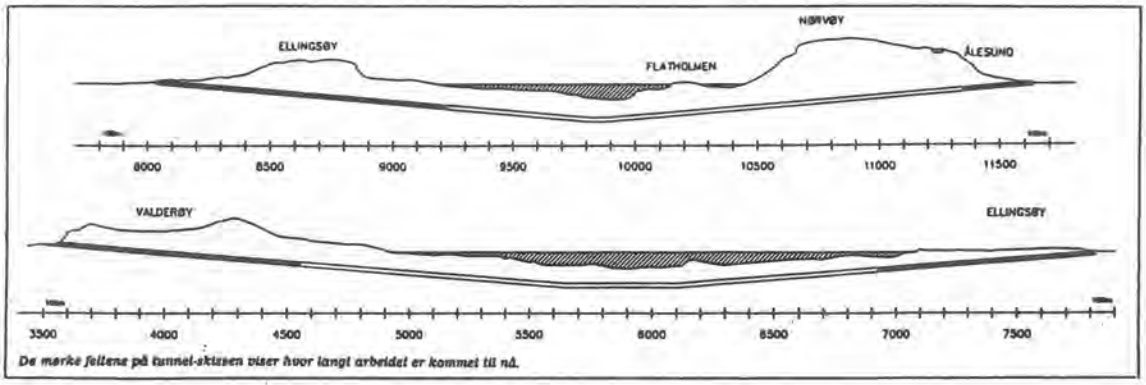


Fig. 1: Lengdeprofil med utdrevne lengder

KORT PROSJEKTPRESENTASJON

Byggherren er Statens Vegvesen i finansielt samarbeid med Ålesund og Giske Bruselskap A/S. Hovedentreprenør er Selmer Furuholmen.

Forprosjektet, som resulterte i realisering av forbindelsen med tunneler, ble utført av Vegdirektoratet. Norconsult utarbeidet hovedplan og samarbeidsgruppen Berdal-Norconsult-Aas-Jacobsen sto for detaljprosjekteringen.

Byggeledertjenester ytes av Sam Lorgen A/S, og Dr.ing. O. T. Blindheim utfører den ingeniørgeologiske oppfølgingen og kvalitetssikringen.

Tunnelene har 80-85 o/oo fall og bygges med total bredde på 11 m for 3 felt med utsprengt netto tverrsnitt 68 m2.

Største dyp er 140 m for Ålesund-Ellingsøy-tunnelen og 137 m for Ellingsøy-Valderøytunnelen. Fjelloverdekningen er for det meste mer enn 40-50 m. Et par steder er den nede i ca 30 m.

Stabilitetssikringen baseres på fullt innstøpte varmforsinkede fjellbolter, nylonnett, sprøytebetong (m/u fiber), og kontaktstøp. Vannlekkasjemengdene skal begrenses med injeksjon ned til et nivå på 300 l/min/km. Vannavskjerming og frostisolasjon skal utføres med PE-skumplater, eventuelt supplert med noe platehvelv.

Forbindelsen er den første som realiseres av en rekke planlagte prosjekt i distriktet. Se mer fullstendig prosjektpresentasjon i LUNDEBREKKE OG ØVSTEDAL (1986).

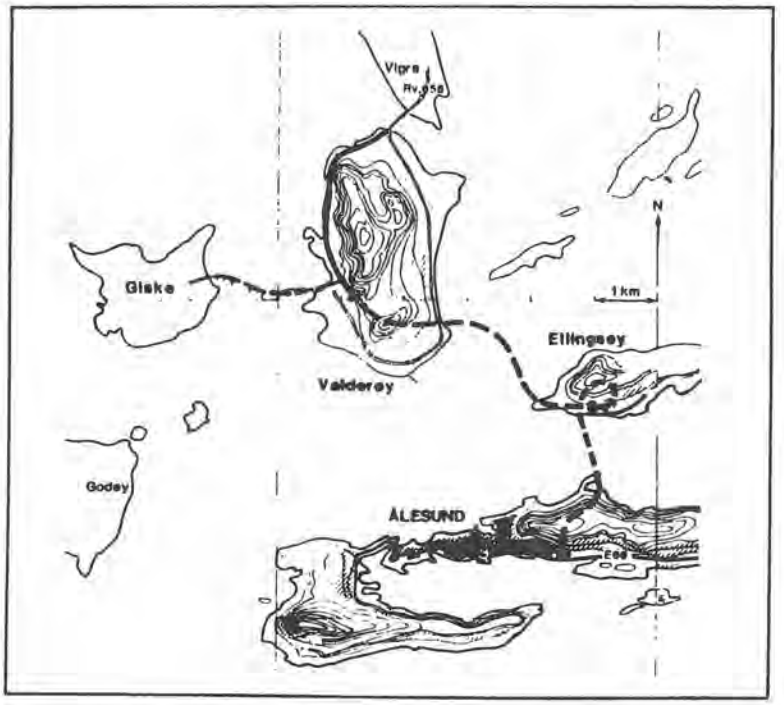


Fig. 2: Oversiktskart. Forbindelsen Ålesund-Ellingsøy-Valderøy er med tunnel, til Giske med bru. Videre forbindelse til Godøy med tunnel utredes nå som et mulig tillegg til prosjektet.

FORUNDERSØKELSER OG RESULTATER

Forundersøkelsene for tunnelene besto av:

- akustisk profilering i sjøen
- refraksjonsseismiske målinger på sjøbunnen og på land
- geoelektriske målinger av enkelte svakhetssoner på land
- fjellkontrollboringer
- geologisk og ingeniørgeologisk kartlegging, inklusiv flyfotostudier og befaring med undervannsfartøy

IKU/NGU hadde laget bunnkotekart på basis av akustisk profilering. Dette ble supplert av Noteby A/S. A/S Geoteam utførte de refraksjonsseismiske og geoelektriske målingene, samt fjellkontrollboringene. Veglaboratoriet og Ing. A. B. Berdal A/S har stått for geologisk og ingeniørgeologisk kartlegging.

En fullstendig oppsummering av begrunnelsene for og resultatene av forundersøkelsene samt ventede stabilitets- og lekkasjeforhold, vil ikke bli gitt her. Det kan være mer nyttig når en større del av anlegget er drevet ut.

Derimot vil vi kommentere en del forhold som til dels er viktige forutsetninger for oppfølgingen, eller skiller seg fra andre anlegg.

Bergarter og oppsprekking

Fjellmassens egenskaper i denne geologiske formasjonen gir vanligvis brukbare til gode stabilitetsforhold. Bergartene består i hovedsak av vekslende mørke og lyse gneiser (øyegneis, migmatittisk m.v.), samt intrusjoner eller lag av gabbro og amfibolitt. De har en vekslende grad av foliasjon, fra ganske skifrige til mer massive. Oppsprekkingen er vanligvis moderat utenom spesielle sprekkesoner.

De dominerende sprekkeretningene er velkjente og består av foliasjonssprekker og steile sprekker med strøk omtrenet Ø-V. Steile tverrsprekker opptrer i retning N-NV og NØ-ØNØ, ofte med et nordlig eller østlig fall.

Ut fra dette får fjellet normalt en benkig eller blokkig karakter.

Overflateforvitring

Siden påhuggsområdene ligger på eller like over den gamle strandflata i fjellgrunnen, var det grunn til å være spent på hvor dypt og hvor intens overflateforvitringen og dagfjell-sonen ville gjøre seg gjeldende.

Svakhetssoner

Det omfattende undersøkelsesprogrammet med refraksjonsseismikk hadde påvist mektige lavhastighetssoner i begge fjordene. Ingen av disse hadde seismiske hastigheter under 3000 m/s. Ut fra erfaringer med hovedsoner i retning ØNØ i distriktet, støttet av indikasjoner fra de geoelektriske målingene, var det grunn til å anta at disse sonene for det meste besto av oppsprukne og oppknuste, men ikke spesielt leirholdige partier.

Sonene opptrer på de dypeste partiene, men fjellbunnstopografien er relativt slak uten utpregede dypåler. Med gode seismiske hastighetskontraster, god innbyrdes kontroll mellom kryssende profiler samt nøyaktig akustisk posisjonsbestemmelse, var det grunn til å stole på at de seismiske fjelldybdebestemmelsene for det meste hadde en nøyaktighet innenfor +/-5 m.

Boringer

Ut fra de nevnte forholdene ble det ikke ansett for nødvendig med fjellkontrollboring på de dypeste partiene. På et parti

nær land der overdekningen ville bli spesielt liten, ble det fjellkontrollboret fra flåte.

Det ble heller ikke utført kjerneboring fra land eller flåte. Det var blant de involverte forskjellige syn på hvorvidt kjerneboring var nødvendig for å gi informasjon om bergartsfordeling, oppsprekkingsgrad og kvalitet av svakhetssoner.

Opplegget av forundersøkelsene og omfanget av boringer, ble vurdert i lys av en satsing på omhyggelig sonderboring og ingeniørgeologisk oppfølging.

INGENIØRGEOLOGISK OPPFØLGING OG KVALITETSSIKRING

Hensikt

Hensikten med det ingeniørgeologiske oppfølgingsprogrammet ble ved oppstartingen definert slik:

- sikre ønsket kvalitet mht. tetthet og stabilitet for tunnelene
- bidra til rasjonell og økonomisk utførelse av utdriving og sikring
- sikre et akseptabelt vedlikeholdsnivå for anlegget i bruk
- informere og dokumentere om hendelsesforløp, utførelse og resultater
- sikre bearbeidet informasjon til nytte for andre liknende anlegg

Bemanning og oppgaver

Den bemanning som skulle oppnå dette i tillegg til byggeledelsen har hittil vært:

- en stedlig ingeniørgeolog på full tid
- en senior ingeniørgeolog, min. månedlige befaringer og suppleringer etter behov, tilsammen ca 1/5 tid inklusiv fortløpende orientering av reserve
- tre stedlige kontrollører fra Vegvesenet

De tre stedlige kontrollørene fra Vegvesenet utfører, i tillegg til sine andre oppgaver for byggeledelsen, registrering av utført arbeidssikring og observasjoner under sonderboringen fra stuff og deltar i rystelsesmålingene.

Den stedlige ingeniørgeologen har som sine hovedoppgaver:

- ingeniørgeologisk kartlegging av fjellforholdene
- delta i observasjon av sonderboring når nødvendig
- vurdering av utført sikring, sonderboring og tetting
- utarbeide ingeniørgeologiske uke- og månedsrapporter, inklusiv sammenstillingsskjema
- distribuere registreringsskjema og rapporter etter avtalt liste
- holde senior ingeniørgeolog fortløpende orientert, min. 1 gang pr uke pr telefon i tillegg til rapporteringssystemet
- bistå byggeledelsen med råd, vurderinger av fjellforhold, tiltak og utførelse, spesielt viktig under vanskelige forhold
- utføre spesielle oppgaver etter avtale, slik som rystelseskontroll, sammenstilling av erfaringsdata, faglig bistand til Vegvesenets kontrollører, omvisninger m.v.

Overfor byggeledelsen har den stedlige ingeniørgeologen en rådgivende funksjon. Han avgjør derfor f.eks ikke tiltak om sikring eller injeksjon alene. Det er imidlertid et viktig poeng at stedlig ingeniørgeolog representerer en kontinuerlig beredskap til assistanse når byggeledelsen må ta hurtige avgjørelser. Overfor entreprenøren har han annet enn i avtalte

tilfelle ingen myndighet, men utfører i praksis en del veiledning med hensyn til utførelse, og deltar i diskusjoner om fjellforhold og sikring.

Det faglige ansvaret er underlagt senior ingeniørgeolog, som forespørres etter behov vurdert av stedlig ingeniørgeolog selv eller av byggeledelsen.

Senior ingeniørgeolog har som sine hovedoppgaver:

- holde seg fortløpende orientert ved gjennomgåelse av tilsendte registreringsskjemaer og rapporter
- gjennomgå situasjonen og gi stedlig ingeniørgeolog råd på basis av dette og de ukentlige telefonsamtalene
- foreta månedlige befaringer, eller oftere etter behov, som omfatter:
  - gjennomgang av utdrevne strekninger
  - vurdering av fjellkvalitet, lekkasjeforhold m.v.
  - vurdering av kvalitet og omfang av utført sikring
  - diskusjon av erfarte og ventede problemer, med byggeledelse og entreprenør etter behov
  - anbefaling av permanent sikring
  - utarbeide og distribuere befaringsnotat
- utarbeide spesielle prosedyrer, vurderinger m.v, etter behov
- holde reserve senior ingeniørgeolog fortløpende orientert om hovedtrekkene, spesielle forhold etc.

Senior ingeniørgeolog er ansvarlig for den ingeniørgeologiske oppfølgingen og de tilhørende anbefalinger og beslutninger. Rådgivningen er rettet direkte til byggeledelsen, som har det endelige ansvaret for de beslutninger som tas under avveining av andre forhold enn de rent fjelltekniske. Ved at senior ingeniørgeolog er ansvarlig for stedlig ingeniørgeologs arbeid, sikres også dennes kontinuerlige oppbakking og faglige utvikling.

Rapporteringssystem

Rapporteringssystemet omfatter:

- registreringsskjemaer for ingeniørgeologisk kartlegging, utført arbeidssikring, utført sonderboring og injeksjon, samt rystelseskontroll
- supplerende arbeidsnotater fra stedlig ingeniørgeolog som supplement, praktisk veiledning om utførelse o.l.
- ingeniørgeologiske uke- og månedsrapporter
- sammenstillingsskjema for prognose om fjellkvalitet ut fra forundersøkelsene, reviderte prognoser, registrert fjellkvalitet, utført arbeidssikring, samt anbefalt permanent sikring
- befaringsnotater fra måneds- og spesielle befaringer
- spesielt utarbeidete prosedyrer for sonderboring, injeksjon etc.

De forskjellige skjemaer og rapporter distribueres til byggeledelse, Vegkontoret, Vegdirektoratet, bruselskapet og entreprenør etter avtalt liste slik at de forskjellige får tilstrekkelig, men ikke unødvendig detaljert informasjon ut fra behovet.

Det er lagt vekt på at registreringsskjemaene for feltbruk skal være enkle og ha en praktisk målestokk for direkte nedtegning. Videre er det for sammenstillingsskjemaet forsøkt å få uttrykt de tre hovedelementene "anbudets prognose", "registreringer/erfaringer" og "revidert prognose/tiltak" på en oversiktlig måte. Dersom et slikt skjema skal kunne bli et nyttig redskap for andre enn ingeniørgeologen i den daglige virksomheten, må det legges betydelig vekt på en enkel visualisering. Lykkes dette, kan det lette oppfølgingsarbeidet for byggherren og enterprenørens utførelse, samt kort- og langtidsplanleggingen av arbeidet.

Den foreløpige utformingen dekker bare delvis dette siste behovet, og vil bli forsøkt forbedret. Se figur 3.

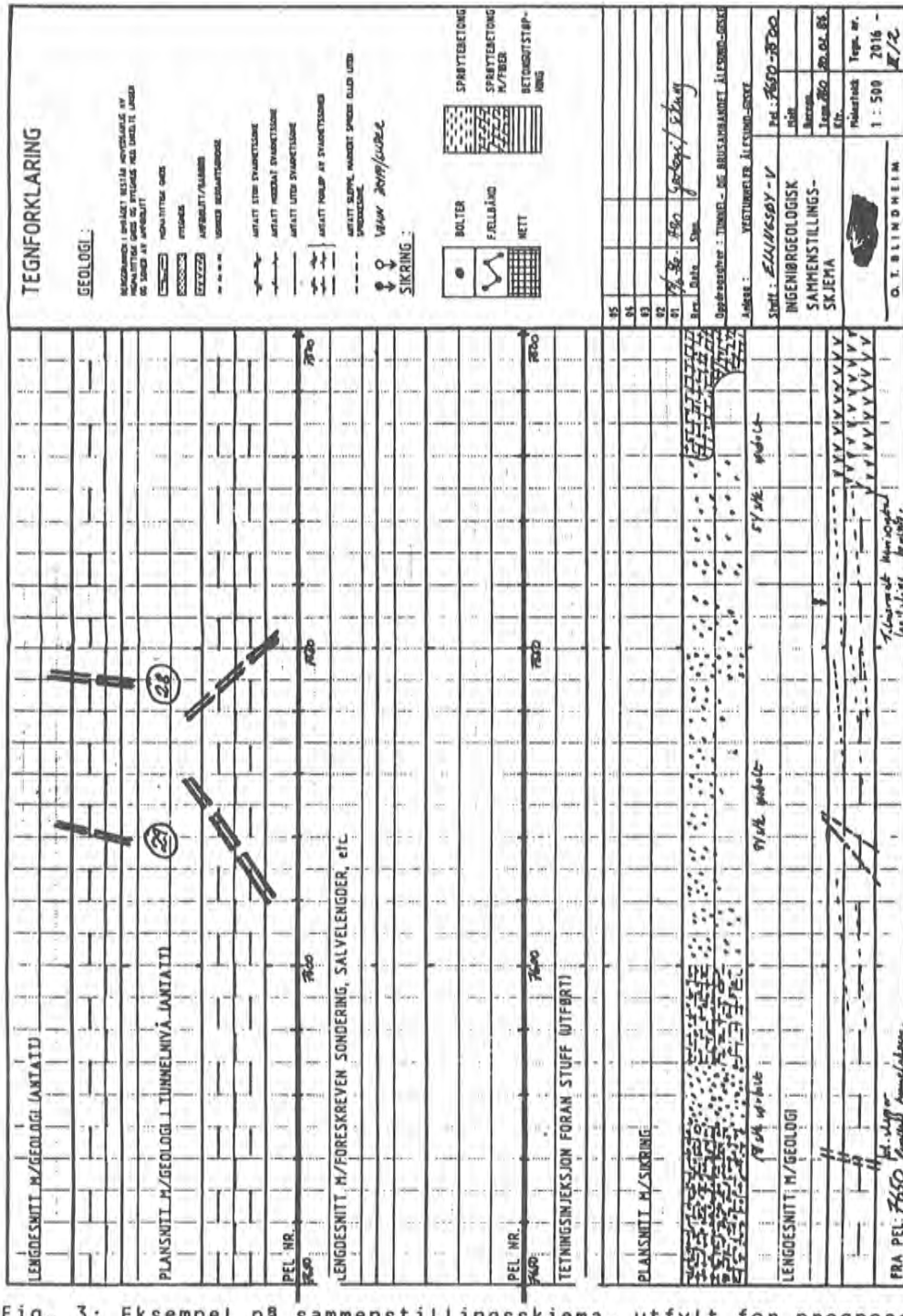


Fig. 3: Eksempel på sammenstillingsskjema, utfylt for prognose fra anbud, registrerte fjellforhold og utført arbeids-sikring

Det er også arbeidet en del med forberedelser til å legge registreringene fra den ingeniørgeologiske kartleggingen og utført sikring, inn på et grafisk PC-program som kan tillate en visuell "gjennomkjøring" av tunnelen ved hjelp av perspektivskisser av tunnelseksjoner. Ved siden av den nytten dette kan ha for visualisering og demonstrasjoner under utdrivingen, kan det bli et hjelpemiddel til senere inspeksjoner og vedlikeholdsarbeider.

Det er videre ønskelig at en slik registrering ikke bare blir en ren grafisk gjengivelse av tunnelen, men også kan brukes til sammenstillinger av f.eks. fjellkvalitet og utført sikring m.v. på de forskjellige tunnelstrekningene, og derved kunne bidra til en effektiv erfaringsanalyse.

PRAKTISKE ERFARINGER HITTIL

Stabilitetsforhold

Påhuggene på Valderøy og i Ålesund som ble tatt i relativt steile fjellflater etter korte forskjæringer gikk greitt. I Ålesund ble det på grunn av nærliggende bebyggelse gjort omfattende forberedelser i form av forsiktig sprengning, sømboring og forbolting. Påhugget ble nydelig til tross for sleppete fjell og en del gjennomsettende sprekker.

På Ellingsøy gikk de to påhuggene ned i den tidligere strandflata i fjellgrunnen, og med retning omtrent parallelt foliasjonen og et par større slepper langs denne. I dagfjellsonen ga dette dårlig innspenning og en del stabilitetsproblemer. Mot Valderøy måtte påhugget flyttes 15 m langs tunnelaksen. Dette skyldtes i hovedsak sleppete fjell i venstre vederlag, der det kun skulle stå igjen en smal rygg og trolig noe røff sprengning av forskjæringa. Flyttingen ga bare en beskjeden økning i overdekningen (1-2 m), men bredden av ryggen til

siden for venstre vederlag økte fra 3-5 m til ca 8 m. Ved hjelp av vanlig forbolting, fjellbånd og sprøytebetongsikring av påhuggsflata samt forbolting ovenfra av fjellet over tunnelen de første ca 8 m, samt 4 oppdelte salver (nedre/øvre halvdel) med systematisk bolting og sprøytebetong for hver salve, ble påhugg etablert med god og effektiv arbeidssikring.

For begge stuffene på Ellingsøy bedret fjellkvaliteten seg raskt med dypet etter påhugg, slik at i alle fall her tapte den mulige virkningen av en sterk overflateforvitring under strandflata seg allerede etter ca 10 m dyp.

Den mektige knusningssonen som er drevet gjennom på Valderøy og som vi antar har tilsvarende karakter som de større svakhetssonene langs Ellingsøy- og Valderhaugfjorden, krevde ca 100 m med tung sikring under fremdriften. Herav ble ca 3/4 sikret med systematisk tett bolting og sprøytebetong i to omganger, der hvor fjellet var finfragmentert til pukkstørrelse med tynt leirbelegg på alle stikk og sprekker. Der hvor det i tillegg opptrådte leirslepper og vann ble det foretatt full utstøpning på stuff, salve for salve.

I denne sonen vil den fullstendige stabilitetssikringen med bolting og sprøytebetong komme på ca kr 26 000,- pr m. Full utstøping på stuff inklusiv ett lag sprøytebetong, endesteng og ekstra betong kommer på ca kr 30 000,- pr m. Inndriftene var henholdsvis 25-35 m og 10-15 m pr uke. Disse inndriftsnivåene vil kunne forbedres med innøvingen.

Forøvrig har stabilitetsforholdene vært bra, med typisk sikring i form av spredt til tett bolting i det blokkige og folierte fjellet, hittil 2,4 bolter/m i gjennomsnitt. Systematisk bolting og fiberarmert sprøytebetong anvendes i de begrensede sleppete partiene. På de beste partiene har inndriften vært oppe i over 60 m pr uke, og da hefter ikke entreprenøren seg mye bort verken med bolting eller rensking!

Det er etter hvert på alle stuffene oppnådd en smidig tilpassing av arbeidsikringen til fjellforholdene, kombinert med en stadig bedre konturboring i det store tverrsnittet.

Det vil fremover bli en krevende oppgave for alle parter å oppnå en effektiv og riktig utnyttelse av sprøytebetong som fremdriftssikring på sjøstrekningene, samtidig som kravet til den permanente sikringsstandarden og vedlikeholdsforholdene ivaretas. Spesielt hvis det blir mye småoppsprukket fjell med en del vannlekkasjer, kan dette bli vanskelig.

Sonderboring

Ut fra erfaringene fra andre undersjøiske tunneler, de ventede fjellforholdene og erfaringene på de først utdrevne og sonderte strekningene, er det utarbeidet en standard prosedyre for sonderboring på stuff. Denne baseres på slagboring med tunnelborriggen, og er bygd opp med tre nivå som anvendes, avhengig av overdeknings- og fjellforholdene. Se figur 4.

Nivå 1, med 2 hull à 30 m, anvendes på hele den undersjøiske strekningen. Nivå 2, med ytterligere 2 hull à 30 m, anvendes der det ut fra forundersøkelsene (seismikken) er ventet svakhetssoner. Det hullet som er rettet på skrå oppover, tjener også til en kontroll av fjellet like over hengen. Nivå 3 anvendes på strekninger der fjelloverdekningen ut fra seismikken er mindre enn 40 m, eller 50 m der det opptrer svakhetssoner.

Sonderhullene bores for hver 5. salve, dvs for ca hver 20-22 m. Dette gir min. 8 m overlapping for de foroverrettede hullene.

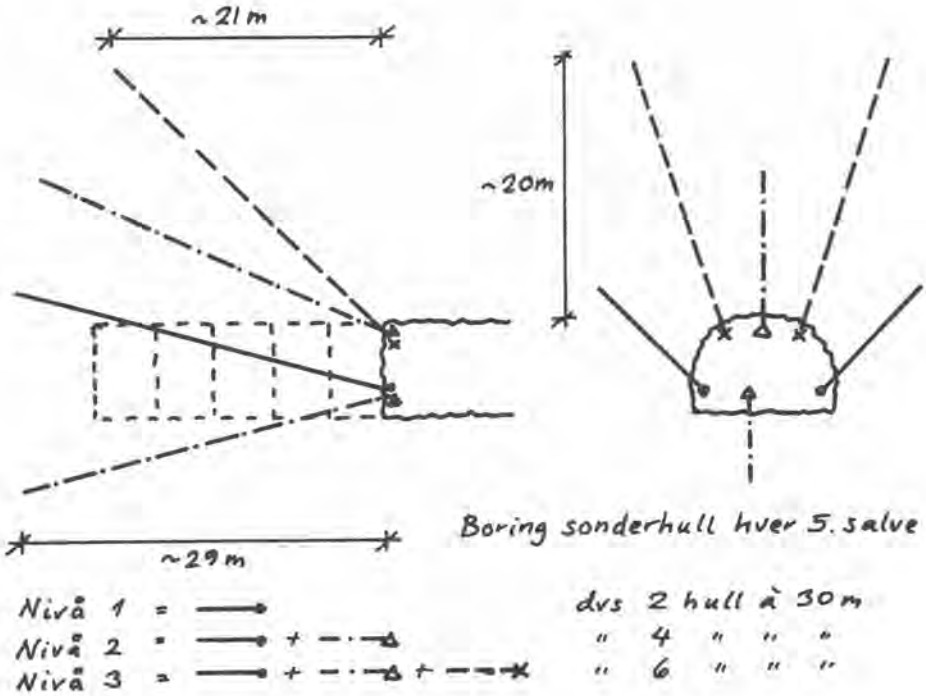


Fig. 4: Systematisk sonderboring med slagboring.
Nivå 1: Hele undersjøisk strekning
" 2: Ventede svakhetssoner
" 3: Overdekning mindre enn 40 m
(50 m i svakhetssoner)

Under sonderboringen registreres boretid pr stang, og slepper m.v. ved visuell observasjon av borsynk og farge på spylevannet, tendens til fastboring o.l. På denne måten kan de typiske markerte knusningssonene med rød feltspat og leire samt større leirslepper lett registeres. Lekkasjesoner lokaliseres ved observasjon av innlekkasje ved stangskift. Vannmengdene kontrolleres ved bruk av en kort injeksjonsstav og vannmåler.

Kriteriet for forberedelser til injeksjon er foreløpig satt til 6 l/min ut av et 30 m sonderhull. Egne varslingsprosedyrer er også utarbeidet, men byggherren følger foreløpig alle sonderboringer, slik at disse ikke har praktisk interesse foreløpig. Supplerende sonderhull til de enkelte nivå gis det beskjed om på stuff, etter hva som påtreffes.

Kjerneboring fra stuff eller nisjer er mulig etter kontrakten. Dette er ikke tatt inn i den rutinemessige sonderingen, men kan bli aktuelt i spesielle soner.

Injeksjon

Under sjøen og på land har det foreløpig bare vært behov for beskjedent injeksjonsarbeid på sprekkesoner med moderate lekkasjer, med unntak av et parti under Aksla, der det er for-injisert i flere omganger mot store vannlekkasjer fra et par foliasjonssleppe og en del steile og delvis åpne sprekker i forbindelse med sleppene.

Det var på forhånd antatt at steile sprekker i retning N-NNV, samt ØNØ kunne by på en del lekkasjer i tillegg til de større svakhetssonene.

Erfaringene i Ålesund viser at selv om foliasjonssleppene normalt er leirfylte, kan også de ha ganske åpne kanaler som kan gi store vannlekkasjer. Fra de enkelte sonder- og injeksjonshull i dette partiet ble det målt opptil 170 l/min, og for ett hull anslått ca 350 l/min. Samlet innlekkasje fra ferdig boret injeksjonsskjerm var på det meste ca 1 000 l/min. Det er foreløpig i hovedsak anvendt Cemsil som injeksjonsmiddel i dette partiet. Dette har gitt en rask og tilfredsstillende tetting på de partiene som hittil er drevet gjennom, idet lekkasjene er redusert til spredte drypplekkasjer på et akseptabelt nivå. I enkelte av injeksjonshullene har det imidlertid gått inn ganske meget injeksjonsmasse. For de

fleste hullene er inngangen av injeksjonsmasse inntil 3-400 kg. Enkelte hull har tatt unna opptil 7-9 000 kg, men da har inngangen blitt redusert i de øvrige hullene i skjermen.

Det har vært anvendt varierende injeksjonstrykk, fra 25-30 opptil 70-100 bar. Maksimalt vanntrykk i sleppene har vært ca 10 bar ved stengte injeksjonsstaver.

Siden det i dette partiet skulle injiseres både mot mindre lekkasjer og mer åpne kanaler, er det valgt i første omgang å anvende hovedsakelig Cemsil. Etter at lekkasjesonene er drevet gjennom, og et mer fullstendig bilde av lekkasjesprekker og kanaler kan oppnås, vil både hulltetthet i injeksjonsskjermen, trykk, injeksjonsmiddel og trinnvis fremgangsmåte bli revurdert. Spesielt vil mulighetene for å redusere inngangen av kostbare injeksjonsmidler bli vurdert.

Rystelseskontroll

Det er foretatt en ganske omfattende husbesiktigelse og rystelseskontroll, spesielt på Ålesund-stuffen, som går inn midt i bybebyggelse. Svært små avstander har nødvendiggjort oppdeling av salvene og rystelsesmålinger med flere kontinuerlig registrerende målere.

Det har ikke oppstått store problemer. Det er også høstet nyttige erfaringer med de nye AVA-100, -200 og -400 elektroniske målerne, som gir langt sikrere og mer lett tilgjengelig informasjon enn tidligere modeller. Videre gir målingene nyttige erfaringsdata om dempningen på langs og tvers av foliasjonen, og i morene over fjell.

Dette vil bli behandlet grundig ved en annen anledning når de samlede erfaringene kan presenteres.

Ingeniørgeologisk oppfølging

Bemanningen har hittil vært tilfredsstillende selv med arbeid på 4 stuffer samtidig. Rystelsesmålingene har krevd en del av tiden, både for den stedlige ingeniørgeologen og Vegvesenets 3 kontrollører. Fordelingen av oppgavene mellom disse har gått meget greitt, og det er åpenbart at den praktiske tunnelerfaring Vegvesenets kontrollører har er svært nyttig i oppfølgingen. På grunn av de stort sett greie forholdene hittil, har ikke deres kapasitet eller kompetanse vært utnyttet fullt ut. Dette vil endre seg nå som flere av stuffene går ut under sjøen og omfanget av sonderboringen og svakhetssoner vil øke.

Samspillet mellom stedlig og senior ingeniørgeolog har fra vår synsvinkel gått greitt. Det er klart nyttig for senior ingeniørgeolog å være så godt informert før hver befaring, og for stedlig ingeniørgeolog at den faglige oppbakkingen er en del av systemet.

Hvorvidt informasjons- og nytteverdien forøvrig anses for tilfredsstillende, må andre uttale seg om. Det er klart at det er rom for forbedringer og at det først blir for de kommende sjøstrekningene systemet vil bli satt på prøve, spesielt med hensyn til verdien som et mer aktivt hjelpemiddel under utdrivingen.

Systemet er forøvrig siktet mot å være fleksibelt med hensyn til kapasitet og befaringsfrekvens ut fra behov pga. fjellforhold m.v. Med den avtale om premiering for tidligere ferdigstillelse som nylig er inngått mellom byggherre og entreprenør, innebærer dette økt behov for oppfølging av sonderboring på de forskjelligste tidspunkt, og behov for å være mest mulig à jour med anbefaling av de permanente sikringsarbeidene, spesielt de som kan utføres før gjennomslag.

Foreløpig er vel ikke noen revolusjonerende fremskritt oppnådd med hensyn til den ingeniørgeologiske oppfølgingens innhold i forhold til tidligere praksis. Imidlertid tror vi at presiseringen av prosedyrer og rutiner samt utviklingen av rapportsystemet er av nytte for andre enn ingeniørgeologene selv. Dette vil kunne bidra til en praktisk utforming av kvalitetssikringen for fjellanlegg, slik at denne blir et nyttig hjelpemiddel og ikke bare en omfattende papirmølle.

REFERANSE

LUNDEBREKKE, E. & ØVSTEDAL, E.: "Ålesund-Ellingsøy-Valderøy. Vårt nye referanseprosjekt". Våre Veger, Bd 12, nr 5. Juni 1985

AA1005TJ

TUNNELDRIFT I LETTSMULDRENDE SANDSTEIN MED HØYT VANNTRYKK I GUAVIO KRAFTVERK, COLOMBIA

TUNNELLING IN FRIABLE SANDSTONE WITH HIGH WATERPRESSURE IN GUAVIO HYDROPOWER PROJECT, COLOMBIA

Professor, dr.ing. Einar Broch,
Geologisk Institutt, Norges tekniske høgskole

SAMMENDRAG

Ved Guavio Kraftverk i Colombia påtraff en med avløpstunnelen for tre år siden (november -83) et ca. 60 m bredt parti med steiltstående sandsteiner av en særlig lettsmuldrende karakter. Grunnvannstrykket i området var ca. 20 bar (tilsvarende 200 m overdekning). Under drivingen av en pilottunnel fikk en flere innbrudd av vann, og i alt raste ca. 15.000 m^3 sand inn i tunnelen. Det tok i alt 15 måneder å drive den 77 m lange pilottunnelen. For å kunne utvide denne til ca. 8 m diameter, ble det utført et omfattende injiseringsarbeide. Dette beskrives sammen med den utførte dreneringskontroll og de planlagte sikringsarbeider for den endelige tunnel som ennå ikke er ferdig.

SUMMARY

At the Guavio Hydropower Project in Colombia the tailrace tunnel hit a 60 m wide zone of a particularly friable sandstone three years ago (November -83). The water pressure in the area was 20 bars, (equalling 200 m overburden). During the excavation of a pilottunnel several inrushes of water occurred bringing in a total of 15.000 m^3 of sand. It took 15 months to excavate the 77 m long pilottunnel. To increase the diameter of this to approx. 8 m, comprehensive grouting had to be carried out. This work is described together with the drainage control and the planned support work for the final tunnel which still is under construction.

INNLEDNING.

Sandstein kan være så mangt. Det kan eksempelvis være en grå, ekstremt sterk bergart som norske tunnelbyggere slet med i Åskåra-anlegget for en del år siden. Det kan være vakre, røde formasjoner slik som vi kan se på amerikanske westernfilmer fra Grand Canyon-området. Eller det kan være gule, porøse og utrolig svake bergarter som columbianske tunnelarbeidere har slitt med i Guavio-anlegget i 3 - 4 år. "Friable sandstone" er den engelske betegnelsen for denne typen. Det kan best oversettes med lettsmuldrende sandstein. Som det vil fremgå av det etterfølgende, er dette en svært presis beskrivelse av bergarten.

Som kjent har det vært gjort atskillig utredningsarbeide her i landet for å se på mulighetene for å drive tunneler ut til oljefeltene i Nordsjøen. Sjansene for at slike tunneler skal måtte gå gjennom lag av nettopp unge, lettsmuldrende sandsteiner er absolutt til stede. Det vil derfor være nødvendig å samle mest mulig kunnskap og erfaring om slik tunneldrift. Forhåpentlig kan dette være et lite bidrag.

Å drive tunnel i unge, porøse sandsteiner har vært gjort og gjøres stadig med stor suksess rundt om i verden. Ofte kan slike bergarter by på gunstige drive- og stabilitetsforhold. Likeledes kan en si at det å drive tunnel dypt under grunnvannsspeilet er en dagligdags affære. Høyt sprekkevanns- eller porevannstrykk i bergmassen behøver ikke å være noen stor ulempe for tunneldriften.

Men når en får kombinasjonen av en porøs, lettsmuldrende sandstein og høyt porevannstrykk, da kan vanskeligheten i en tunnel bli nesten uoverkommelige. Uheldigvis er en slik kombinasjon langt fra utenkelig for en tunnel ut til oljefeltene i Nordsjøen. La oss derfor se på hva som skjedde ved avløpstunnelen til Guavio Kraftverk i Colombia.

GUAVIO KRAFTVERK.

Anleggsarbeidene for Guavio Kraftverk, som ligger i Andesfjellene ca. 75 km øst for Bogota, ble påbegynt i 1982. En 245 m høy steinfyllingsdam tvers over Guavioelven vil heve vannspeilet i inntaksmagasinet til 1630 m.o.h., noe som vil gi en maksimalt utnyttbar fallhøyde på 1175 m. En 14,6 km lang tilløpstunnel vil lede vannet frem til en 545 m lang loddsjakt. Derfra går vannet under meget høyt trykk gjennom to 1175 m lange tunneler frem til stasjonshallen. Denne har bredde 18 m, høyde 37 m og lengde 230 m. I første byggetrinn vil det bli installert 5 aggregat med samlet kapasitet 1000 MW. I annet byggetrinn vil ytterligere 600 MW bli installert. Fra stasjonen leder en 5,25 km lang avløpstunnel vannet tilbake til Guavioelven på nivå 455 m.o.h. Tunneltverrsnittet i vannveien er 60 - 65 m^2.

Bergartene i området er alle sedimentære, men av forskjellig alder. Størstedelen av tilløpstunnelen går gjennom sandsteiner og skifre av Paleozoisk alder, mens stasjonsområdet og avløpstunnelen befinner seg i Mezozoiske bergarter. Så vel konglomerater og sandsteiner som varierte skifre og kalksteiner forekommer. Stort sett har bergartene et steilt eller midlere fall.

Stabilitetsforholdene i tilløpstunnelen har jevnt over vært gode, særlig i de Paleozoiske bergartene. Den vil derfor i prinsippet bli en uforet tunnel. Bolter og sprøytebetong benyttes bare hvor strengt nødvendig. I den korte delen av avløpstunnelen som hittil er drevet har det vært nødvendig med armert sprøytebetong.

BERGTEKNISKE FORHOLD I NEDRE DEL AV AVLØPSTUNNELEN.

Den nedre del av avløpstunnelen går gjennom den såkalte Uneformasjonen fra Kritt-perioden, dvs. ca. 100 million år gamle bergarter. Formasjonen domineres av sandsteiner, ofte meget ensgraderte slik som Fig. 1 viser. Den inneholder også en del skifre og siltsteiner. Diagenesen hos sandsteinene er varierende og til dels meget lav. Dette gjenspeiles i en del

styrkeparametre for prøver tatt i den del av tunnelen som skal omtales i det etterfølgende, se Tabell 1.

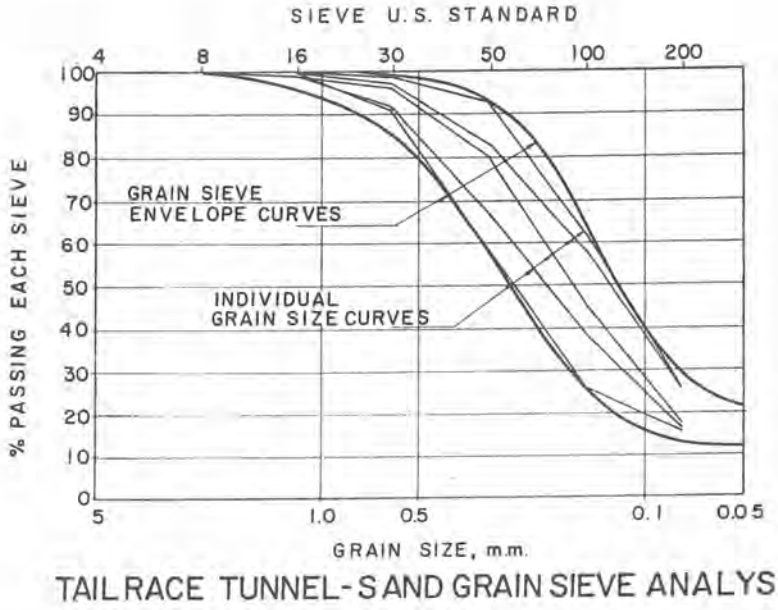


Fig. 1 - Siktekurver for sandsteiner fra Une-formasjonen i avløpstunnelen ved Guavio Kraftverk.

Enaksial trykkstyrke (MPa)	< 10	10 - 20	20 - 30	> 30
Antall prøver	5	4	4	3
Elastisitetsmodul (MPa)	1.000 - 5.000		5.000 - 10.000	
Antall prøver	10		4	

Tabell 1 - Fordeling av resultateter for styrkeparametre for tørre sandsteinsprøver fra avløpstunnelen ved Guavio Kraftverk.

I begynnelsen av november 1983 hadde avløpstunnelen nådd ca. 560 m oppstrøms fra tverrslaget ved utløpet. I overensstemmelse med de geologiske undersøkelser hadde dette gått forholdsvis greit gjennom vekslende lag av sandstein, siltstein og skifre til tross for at enkelte sandsteinslag hadde vært forholdsvis lettsmuldrende. En del lekkasjer hadde en hatt, men ikke verre enn at de var enkelt tatt hånd om. Tunnelen var sikret ved bruk av bolter og sprutbetong, til dels armert.

Som det fremgår av Fig. 2, har bergartene i området et strøk som danner ca. 45° med tunnelretningen og fallet er ca. 60° oppstrøms. Altså et relativt grunstig forhold sett fra et stabilitetsmessig synspunkt.

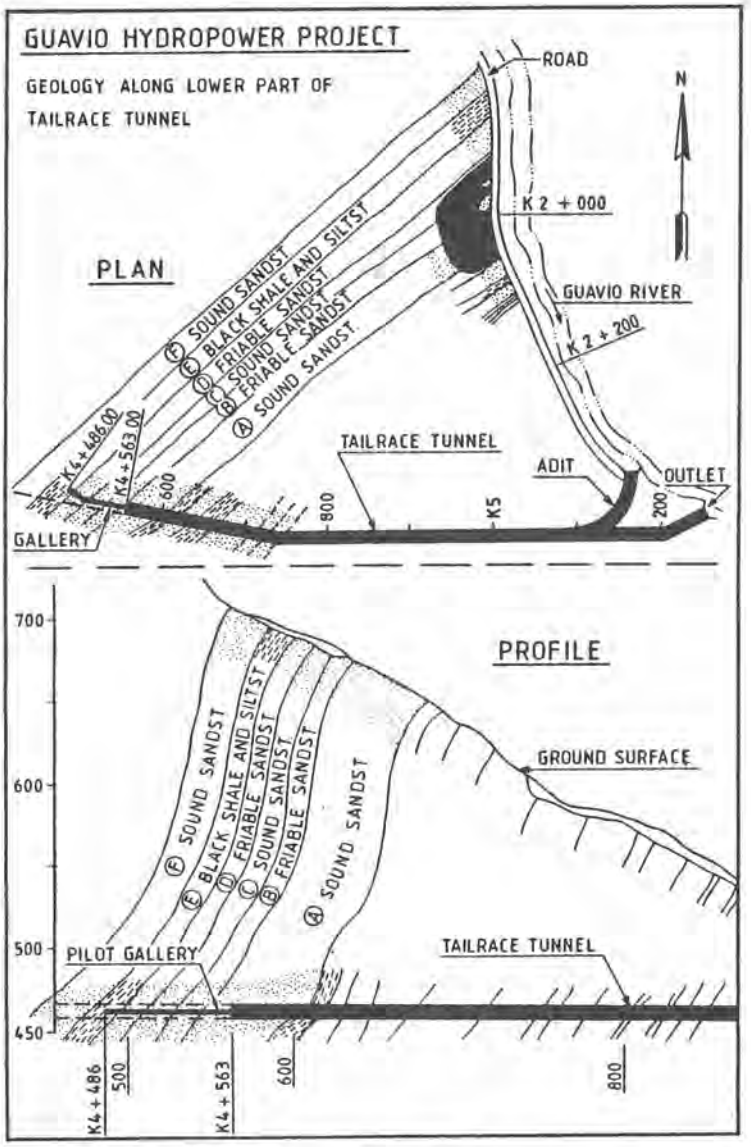


Fig. 2 - Bergartsfordeling langs nedre del av avløps-tunnelen for Guavio Kraftverk.

Basert på erfaring fra drift av tunneler i samme formasjon (Chivor- og Chingaza-anleggene) var det foreskrevet at sonder-

hull skulle bores foran stuffen. En var nemlig klar over faren for at sprekker og knusningssoner med mer eller mindre usementert finsand kunne bli utvasket og føre til stabilitetsproblemer. Med sonderborhull kan en konsentrere utvaskingen, få redusert vanntrykket og således lettere hanskes problemet. Særlig for områder med vekslende skifer og sandstein var det pekt på nødvendigheten av dreneringshull for å redusere vanntrykket i de porøse sandsteinene.

7. november 1983 hadde tunnelen nådd frem til pel K4 + 567. Et horisontalt sonderborhull fra midten av tunnel traff etter ca. 25 m på vann under høyt trykk. Til å begynne med var lekkasjen bare 0,1 l/s, men økte fort på til 7 l/s samtidig som innholdet av fin sand økte raskt. I løpet av det nærmeste døgn gikk det to ras. Fra disse rasområdene strømmet det inn henholdsvis 40 og 70 l/s i et par timer. Etter ett døgn var det i alt spylt inn 350 m^3 sand i tunnelen. Det ble da besluttet å støpe igjen stuffen som p.g.a. utrasingene var nådd frem til pel K4 + 563.

I tiden frem til begynnelsen av februar 1984 ble det boret en rekke sonder- og dreneringshull. Håpet var at det skulle være mulig å få ned poretrykket i den løse sandsteinen. Som Fig. 3 viser, inntraff det en lang rekke mindre ras og utspylinger slik at pr. 1. februar hadde det i alt rast inn ca. 5.000 m^3 med sand i tunnelen. Det viste seg etter hvert også mulig å få redusert porevannstrykket. Dette var opptil 20 bar, dvs. i samsvar med overdekningen på ca. 200 m. Det bør også nevnes at den årlige nedbørshøyde i området er 4000 - 5000 mm.

Det ble derfor besluttet at området foran stuffen skulle stabiliseres ved hjelp av injisering, og at det skulle drives en pilottunnel inntil en var gjennom det kritiske området og inne i godt fjell igjen. Dette arbeidet ble påbegynt 13. februar, og fremdrifen er vist i Fig. 3 med stiplet linje. Arbeidet var uhyre krevende, og som det fremgår av diagrammet, tok det hele 15 måneder å drive en 77 m lang tunnel med diameter ca. 3,5 m. Tunnelen var da drevet 7 m inn i stabilt fjell.

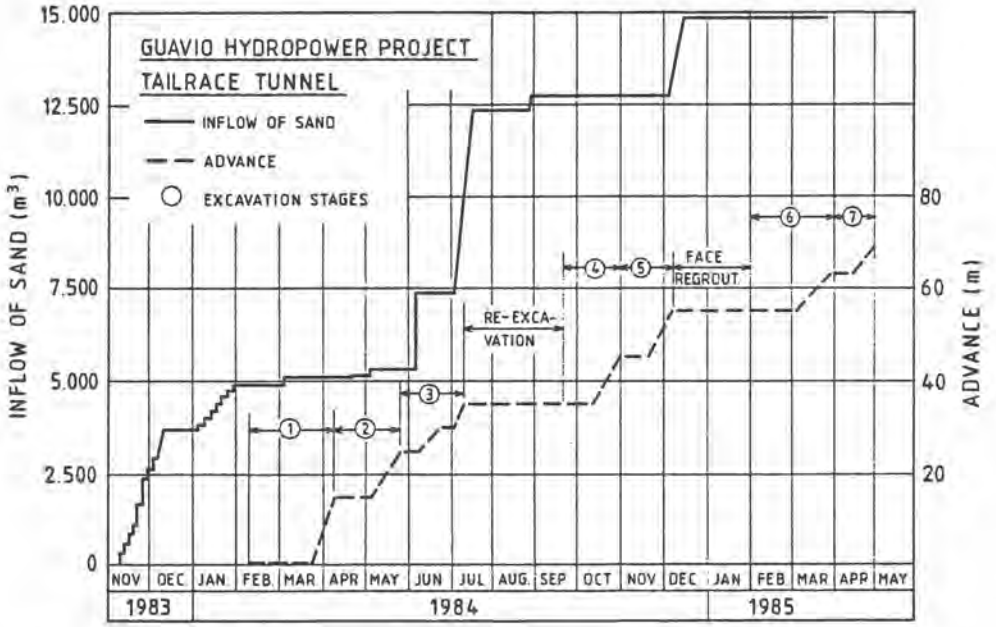


Fig. 3 - Innbrudd av sand (heltrukket linje) og fremdrift (stiplet linje) for pilottunnelen mellom pel K4 + 563 og K4 + 486 ved avløpstunnelen for Guavio Kraftverk.

RAS OG VANNINNBRUDD.

Til tross for grundig forinjisering og meget forsiktig utgraving av massene unngikk en ikke ras slik som vist i Fig. 3. Det var derfor nødvendig å ha et beskyttelsesskjold ved stuffen. I alt inntraff fire større ras, et 12. - 13. juni på ca. 2.000 m^3, et omkring 10. juli på ca. 5.000 m^3, et i slutten av august på 300 - 400 m^3 og et i begynnelsen av desember 1984 på ca. 2.000 m^3. Som figuren også viser har det i alt rast inn ca. 15.000 m^3 sand over en tunnelstrekning på 55 m.

Tre av disse større rasene skyldtes uoppmerksomhet og feilvurdering. Det største ble faktisk forårsaket av en bergteknisk konsulent som entreprenøren brakte inn. Til tross for den bygningstekniske konsulentens gjentatte advarsler ble det på den bergtekniske konsulents anmodning boret et diamantborhull for å ta kjerner til bergmekaniske laboratorie-

undersøkelser. Boringene ble gjort uten bruk av "blow out preventer". I stedet for kjerner fikk en altså som Fig. 3 viser 5.000 m^3 med sand og 2 - 3 måneders forlengelse av arbeidet.

Det var ellers typisk for disse vann- og sandinnbruddene at de begynte med forholdsvis beskjedne vannlekkasjer. Deretter fulgte utvasking av sand gjennom borhullet som derved raskt økte i tverrsnitt og snart utviklet seg til en større kanal som kunne ta større vannmengder. Det var også vanlig at vann- og sandinnbruddene hadde en pulserende karakter. Etter kraftige innbrudd som kunne vare i flere timer minket vann- og sandmengdene for en tid for deretter å øke igjen.

I tilknytning til det første raset utviklet det seg en opptil 2,6 m bred og mer enn 10 m lang skorstein ved siden av og over tunnelen. En geolog klatret faktisk inn i denne for å inspisere. I det andre og største raset kom hovedmengden av masse fra nedre del av stuffen og fra sålen. Også fra det tredje, noe mindre raset som skjedde i samme området under gjenåpningen av tunnelen kom massen fra sålen.

Under det andre raset var innlekkasjene av vann på det verste oppe i 400 l/s. I det siste raset nådde lekkasjene opp i 200 l/s. For det andre store raset var det nødvendig å blokkere tunnelen med et såkalt "bulk head" og foreta reinjisering før utgravingen kunne fortsette.

DRIVING OG SIKRING AV PILOTTUNNELEN.

Injisering og meget nøye kontroll med vanntrykk og vannmengder var nødvendig for å kunne drive pilottunnelen. Til dette trengs selvsagt en stor mengde borhull. Som tidligere nevnt var det absolutt nødvendig at all boring ble utført gjennom en "blow out preventer". En slik er vist i Fig. 4.

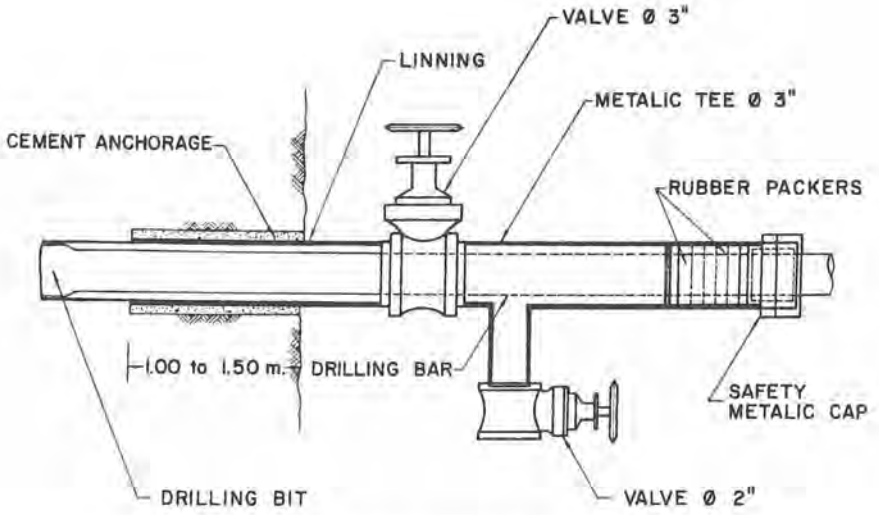
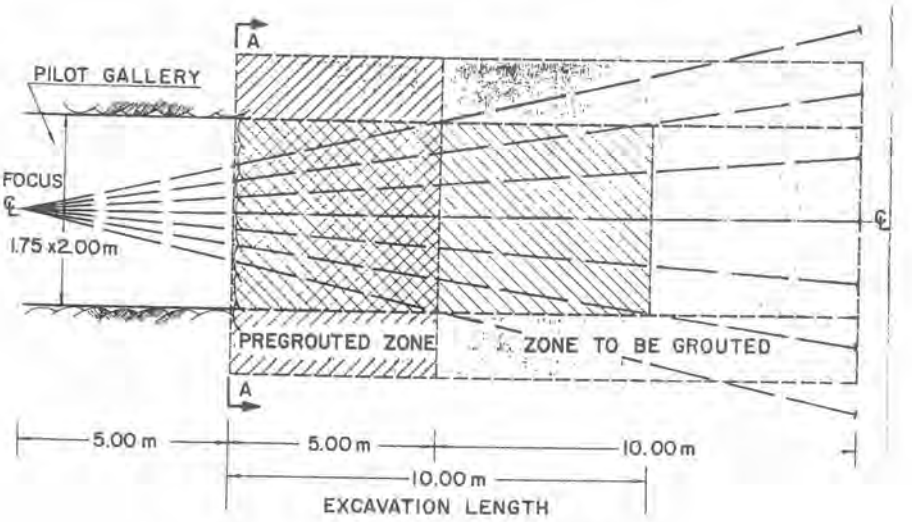


Fig 4 - "Blow out preventer" brukt ved boring av alle hull i pilottunnelen.

Det fremgår av Fig. 3 at tunnelen stort sett ble drevet frem i etapper på 10 m. Et unntak er den første etappen som var 15 m og den tredje som ble delt i to 5 m etapper p.g.a. det første store raset. Fig. 5 viser opplegget for injiseringen. Normal rutine var at det ble boret 29 hull med 15 m lengde. Tunnelen ble aldri drevet lenger frem enn at en hadde 5 m med injisert berg foran seg. Den injiserte ring rundt tunnelen hadde minste tykkelse på 2 m.

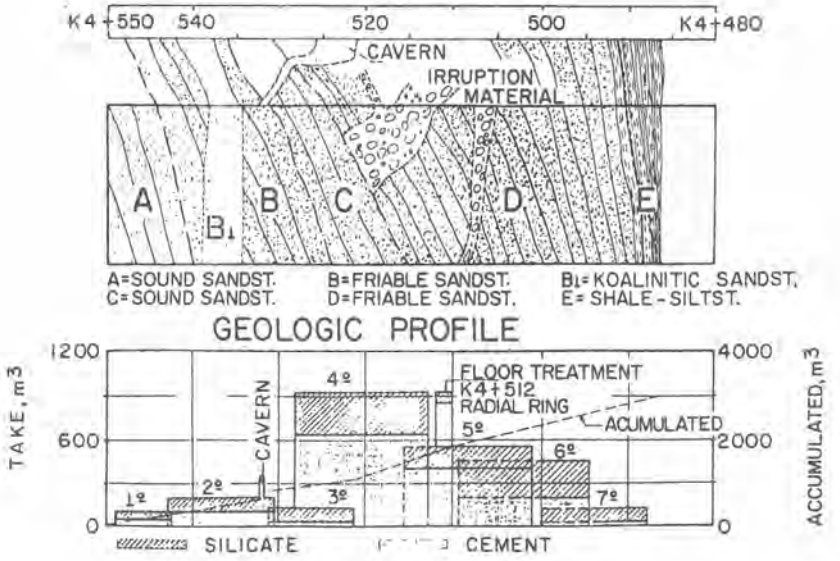
Selve utgravingen av tunnelmassene ble foretatt delvis ved bruk av bor med stor diameter og delvis med bruk av pneumatiske murbrytere.

Som injiseringsmidler ble brukt både cement-/bentonitt-blandinger og forskjellige silikat-blandinger. Fig. 6 viser både en geologisk skisse langs pilottunnelen og forbruket av injiseringsmidler. I alt medgikk 3.000 m^3.



GROUTING SCHEME - PLAN

Fig. 5 - Injiseringsskjema for pilottunnelen.



TAILRACE TUNNEL-GROUT TAKE-PILOT GALLERY

Fig. 6 - Geologisk skisse av pilottunnelen samt medgått mengde av injiseringsmidler.

For å ha kontroll med vanntrykket er det for hver 10 m i tunnelen etablert piezometer-stasjoner. Eksempel på en slik er vist i Fig. 7. Langs hele tunnelen er det boret 2 - 3 lange dreneringshull ut i den injiserte bergmassen. For å hindre innvasking av sand i disse, er de foret med geotekstil rundt en perforert slange. Også i sprutbetongsikringen er det lagt inn perforerte drensslanger.

Effekten av dreneringen var ganske klar idet de vanntrykk som ble målt i den injiserte sonen rundt pilottunnelen etter at den var ferdigdrevet, var redusert til maksimalt 7 bar, hvilket gir en hydraulisk gradient på 2 - 3 bar pr. m i denne sonen. Utenfor den injiserte sone var vanntrykkene fremdeles 18 - 20 bar.

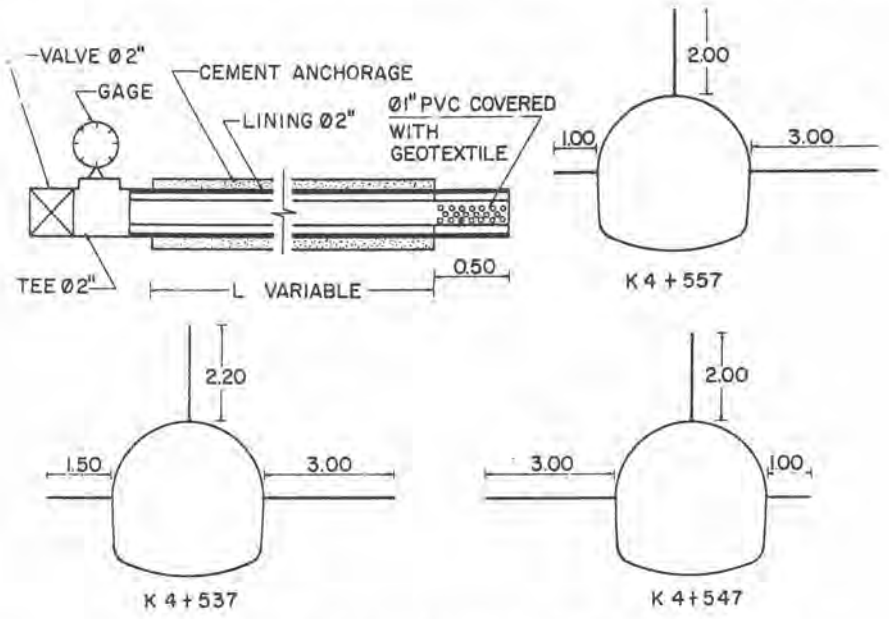


Fig. 7 - Eksempel på piezometer-stasjon i pilottunnelen.

Pilottunnelen er ellers sikret ved hjelp av stålbuer og armert sprutbetong slik som vist i Fig. 8.

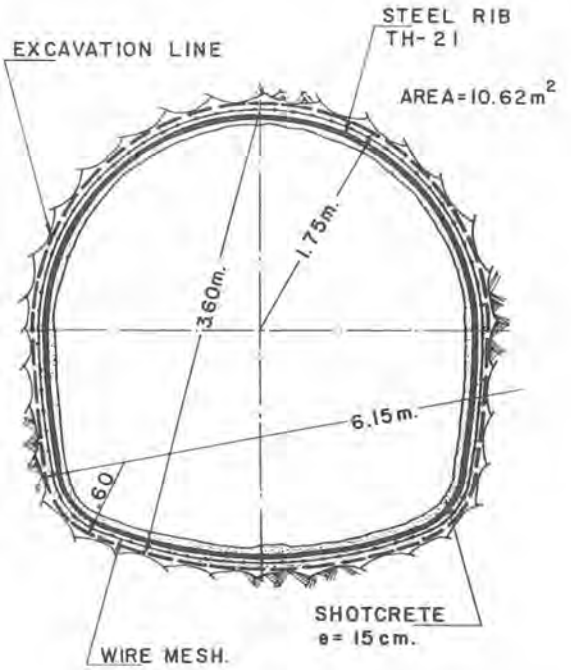


Fig. 8 - Sikring av pilottunnel.

VALG AV METODE FOR ETABLERING AV ENDELIG TUNNEL.

For å få akseptabel vannhastighet i den ferdige avløpstunnel, trengs en tunnel med bredde eller diameter på ca. 8 m. Flere alternative måter å oppnå dette på ble diskutert. Entreprenøren utarbeidet f.eks. et forslag som gikk ut på at det ble drevet to nye mindre tunneler tvers på lagdelingen og at massene rundt disse ble stabilisert ved hjelp av frysing.

En grunn for dette forslaget var at det vanskeligste partiet ble tolket som en forkastningssone. Uheldigvis hadde begrepet kaolinitt blitt knyttet til et hvitt materiale som kom tytende ut av enkelte borhull i det verste partiet. Senere mineralogisk analyse viste at det var ren kvarts og at en altså hadde med en meget ren og meget finkornig lettsmuldrende sandstein, eller muligens siltstein, å gjøre. Entreprenøren så meget skeptisk på muligheten for å injisere dette materialet.

Fryseforslaget forutsatte bl.a. at det måtte bores opptil 60 m lange, horisontale hull. Disse måtte selvsagt ha en meget høy grad av parallellitet. Kun ett hull med for stort avvik kunne være nok til at den frosne barriere var brutt og innrasing av sand og vann under meget høye trykk kunne skje. Det ble også forutsatt betydelige mengder forinjisering i massene for i det hele tatt å oppnå stabile hull.

Forslaget ble avvist av flere grunner. Bl.a. hadde erfaringene fra injiseringsarbeidene rundt pilottunnelen vist at det var vanskelig nok å få 15 m lange borhull til å gå rett. Skepsisen til å injisere de finere masser ble også avvist med henvisning til allerede oppnådde resultat i pilottunnelen. På grunnlag av meget detaljerte geologiske studier i pilottunnelen, i veiskjæringer langs Guavioelven og i kjerneborhull, mente byggherrens konsulenter å kunne påvise at en hadde en sammenhengende sedimentær serie, og at en større forkastning ikke var mulig. Oversikten og bergartsfordelingen ble ansett som rimelig sikker.

Det ble derfor utarbeidet en prosedyre for utvidelse av den eksisterende pilottunnel basert på bruk av radielle hull for injisering og drenering. Systemet er vist i Fig. 9. Det gikk i korthet ut på at det ble injisert en 6 m bred ring utenfor endelig tunnel som har en utgravingsdiameter på 8,5 m. Avstanden mellom injiseringshullene i midten av ringen var maks. 1,5 m. Den injiserte ring ble drenert med hull som var 1,0 m kortere enn injiseringshullene og som hadde en senteravstand på 3,0 m.

Injiseringen foregikk etter den såkalte "tube a manchette"-metoden idet det ble brukt stålmansjett-rør på de ytterste 6 m En verdifull tilleggseffekt er at disse virker som en systematisk bolting med bruddlaster på over 10 tonn. Selve injiseringen gikk i tre trinn. De to første på samme måte som i pilottunnelen med sement/bentonitt etterfulgt av en tykk silikatblanding. Som tredje trinn ble brukt en tynnere silikatblanding som kunne trenge bedre inn i de såkalte

"kaolinitt"-lagene. For å kontrollere effekten av injiseringen ble det boret ut en rekke kjerner (NX) hvis styrke ble målt.

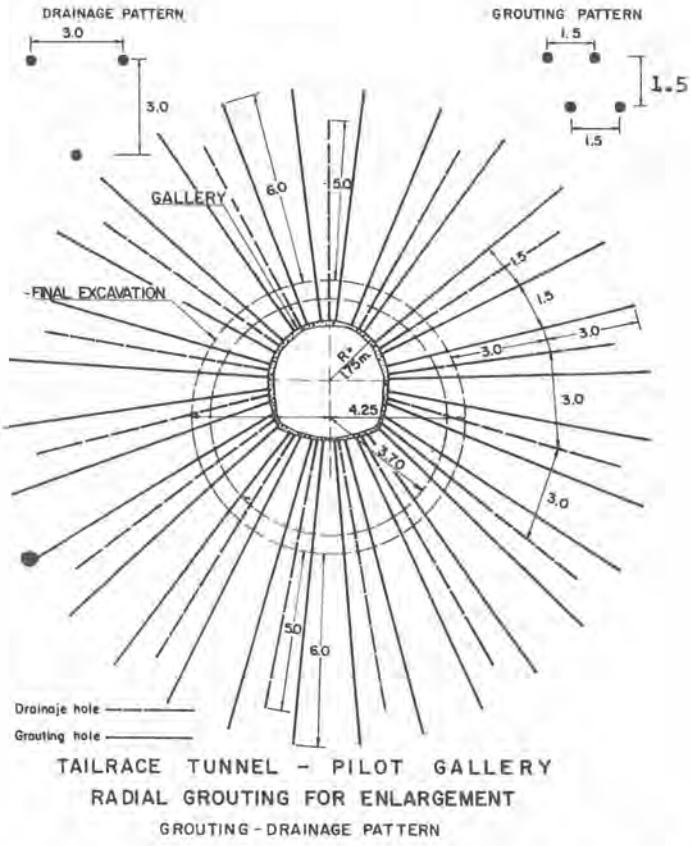


Fig. 9 - System for radiell injisering og drenering før utvidelse til full størrelse av avløpstunnelen ved Guavio Kraftverk.

All boring foregikk med "blow-out preventer" og dreneringshullene ble utstyrt med filterrør. Siktemålet med dreneringshullene var å få redusert den hydrauliske gradient i den injiserte sone til 3 bar pr. meter. Det ble installert en lang rekke piezometre for å kontrollere dette.

I de vanskeligste partier ble den injiserte ring utvidet fra 6 til 8 m, mens erfaring under arbeidet viste at dreneringshullene burde forkortes slik at de jevnt over ble 2 m kortere enn injiseringshullene.

I Fig. 10 er vist en sammenstilling av medgåtte mengder av injiseringsmasse i hver enkelt ring. I de områder hvor en hadde store innrasinger under drivingen av pilottunnelen er det gått med særlig store mengder av sement/bentonitt. I tillegg til de 3.000 m^3 med injiseringsmasse som ble brukt under drivingen av pilottunnelen er det brukt 2.250 m^3 sement/ bentonitt og 6.250 m^3 silikatblanding for den radielle injsiering. Det gir i alt 11.500 m^3 injiseringsmasse for en 77 m lang tunnel, eller 150 m^3 pr. m tunnel. (Som en vil huske var det ca. 15.000 m^3 sand som raste inn i tunnelen).

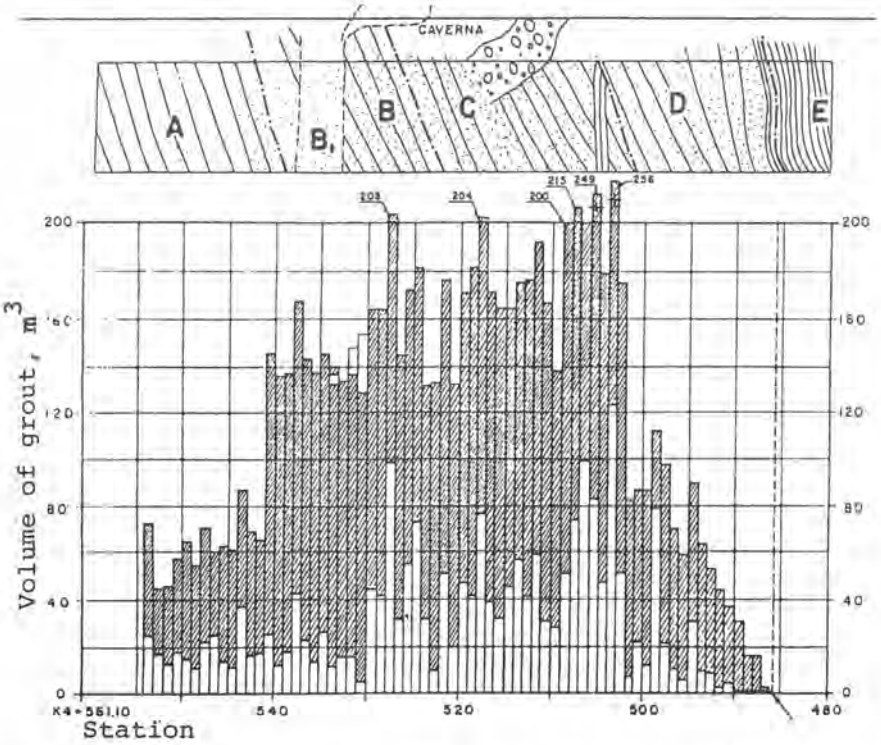


Fig. 10 – Medgåtte mengder av injiseringsmiddel for hver enkelt ring. Uskraverte felt: sement/ bentonitt-blanding. Skraverte felt: silikat-blanding.

Injiseringen og alt kontrollarbeidet i forbindelse med denne ble avsluttet i mai 1986.

UTSTROSSING OG SIKRING AV ENDELIG TUNNEL.

Ved forfatterens siste besøk i slutten av juni 1986 var utstrossingen av tunnelen nettopp begynt. Til dette arbeidet ble brukt en delsnittsmaskin (road header). Det er antatt at det kan bli nødvendig med meget forsiktig sprengning i enkelte særlig solide partier.

Utstrossingen vil bli delt i to. Som vist i Fig. 11 tas først ut en øvre halvdel. Denne sikres preliminært med en 200 mm H-bjelke og armert sprutbetong. Sålen krummes, og i de svakeste partiene legges midlertidig inn en stålbjelke. Ellers brukes bare armert sprutbetong. For toppstollen skal det gås frem med 1 m etapper i de svakeste partier og 1,5 m i de sterkere partier. Under den etappevise fremdrift sikres stuffen med 10 - 15 cm sprutbetong. Selve pilottunnelen avstives midlertidig nær stuffen ved at solide stålringer installeres og blokkes.

Etter at toppstollen er ferdigdrevet og preliminær sikring utført, skal bunnstollen drives frem på tilsvarende vis.

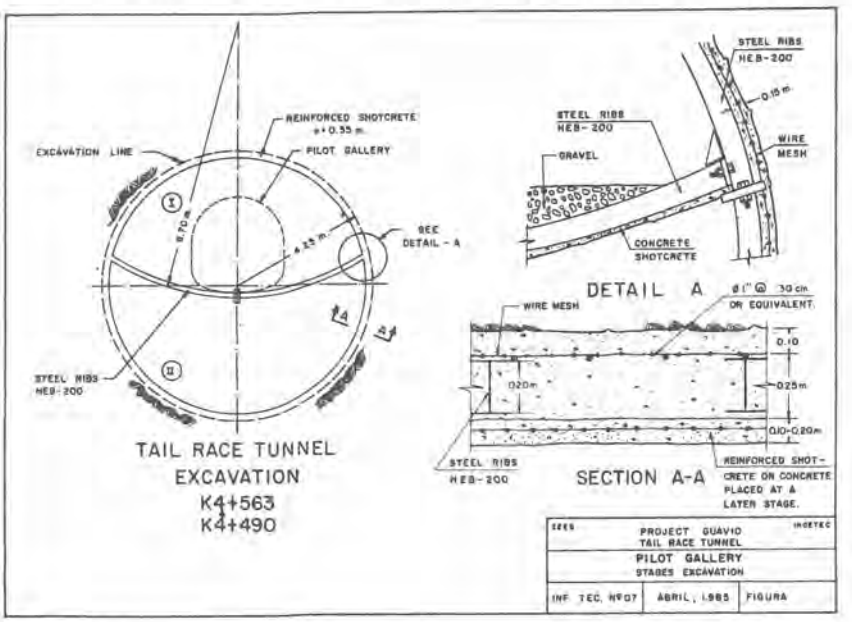


Fig. 11 - System for driving og preliminær sikring av endelig avløpstunnel mellom pel K4 + 563 og K4 + 490 i Guavio Kraftverk.

Den planlagte endelig sikring er vist i Fig. 12. Denne sikring er beregnet for å kunne ta en belastning på 200 tonn/m^2 med en sikkerhetsfaktor på 1,0. Dette vil være en katastrofe-belastning som knapt nok ventes å inntreffe, f.eks. 150 m vann-trykk pluss bergtrykk på 50 tonn/m^2. Det er ventet at dreneringstiltakene skal redusere samlet belastning ned til 100 - 150 tonn/m^2 slik at det vil være en rimelig sikkerhets-faktor innebygget.

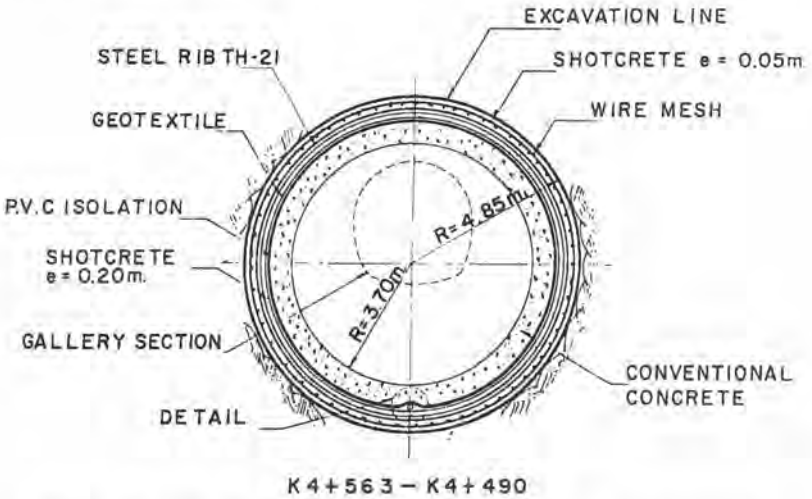


Fig. 12 - Planlagt endelig sikring for avløpstunnelen mellom pel K4 + 563 og K4 + 490 for Guavio Kraftverk.

I tillegg til en kontinuerlig og nøye kontroll av vanntrykkene i bergmassene under utstrossingen, vil det også bli foretatt måling av spenninger i sikringen. Konvergensmålinger vil bli utført så vel i toppstoll som i full tunnel.

AVSLUTNING.

Tre år er gått siden en i avløpstunnelen for Guavio kraftverk traff en 50 - 60 m sone med lettsmuldrende, porøse sandsteiner som sto under høyt vanntrykk. Til tross for at det har vært arbeidet jevnt og trutt i hele denne perioden, gjenstår ennå betydelige arbeider. Det er ikke usannsynlig at mesteparten av

det fjerde året vil gå før denne tunnelstrekningen kan betraktes som ferdig drevet og sikret. Heldigvis for anlegget fører forsinkelsen av drivingen av avløpstunnelen fra det nedre tverrslaget sannsynligvis ikke til forsinket igangsettelse. Drivingen fra stasjonsområdet har nemlig vært forsert. Dessuten er det tunnel- og sjaktarbeidene oppstrøms for stasjonen som er de klart mest omfattende.

Det foreligger ennå ingen overslag over hva denne 77 m lange tunnelbiten har kostet. Tallene kan nok bli rekordstore selv når en mulig innvirkning av forsinkelse holdes utenfor. Så vi kan nok få noe å bryne oss på når vi starter tunneldriften ut til oljefeltene i Nordsjøen.

ACKNOWLEDGEMENT

The author is indeptet to the client, Empresa de Energia Electrica de Bogota, and the consulting engineer, Ingetec S.A., Bogota for their kind permission to publish and present this paper. The figures are copied or redrawn partly from the consulting engineers reports and partly from reports to the consulting engineer jointly written by the author and other consultants. (All pictures shown during the presentation are the author's).

FIBERARMERT SPRØYTEBETONG I HØYFASTHETSKLASSEN, NYE FIBERTYPER OG TESTRESULTATER.

HIGHSTRENGTH FIBER REINFORCED SHOTCRETE, NEW TYPES OF FIBERS AND TEST RESULTS.

Overingeniør Hans P. Torsteinsen
Sivilingeniør Reidar Kompen
Astrup Høyer A.S. Robocon

SAMMENDRAG

Robocon våtsprøyteutstyr er blitt ombygget til å kunne produsere sprøytebetong med 30 mm lange stålfibre, Dramix ZC30/.50. Omfattende utprøvning i laboratoriemålestokk og i stor-skala har vist at 1,5 vol-% stålfiber kan benyttes uten komprimeringsproblemer, forutsatt at riktig proporsjonering, riktig utstyr og riktig utførelse blir benyttet.

Utprøvningen har vist at med en betongkvalitet C40 økes betongens bruddenergi med en faktor 35 til 50 ved tilsetning av 1 vol-% fiber, Dramix ZC30/50. Lastkapasiteten for stor-skala prøvestykker øker med h.h.v. ca 100% og 200% ved tilsetning av 1.0 og 1,5 vol-% fiber, sammenliknet med uarmert betong . Duktiliteten for betong øker tilsvarende med en faktor h.h.v. 18-22 og 27-31 med 1,0 og 1,5 vol-% fiber, avhengig av det statiske systemet sprøytebetongens utprøves i. Dette er materialforbedringer som langt overgår det som tidligere er oppnådd med andre fibertyper.

SUMMARY

Robocon wet-process shotcrete equipment has been modified to produce shotcrete with 30 mm long steel fibers Dramix ZC 30/.50. Comprehensive testing in lab. scale and large scale has proved that 1.5 vol-% steel fibres can be used without any compaction problems, provided proper mix design, proper equipment and proper procedures are used.

The test program has shown that with a concrete quality of Grade 40 the fracture energy increases 35-50 times by adding 1 vol-% steel fiber Dramix ZC 30/.50 The load-bearing capacity of large-scale specimens increases approx. 100% and 200% respectively by adding 1.0 and 1.5 vol-% fibers, compared to unreinforced concrete. The ductility of the concrete increases correspondingly 18-22 and 27-37 times by 1.0 and 1.5 vol-% fiber, dependent on the static system used for testing. These improvements in material properties are by far exceeding what has previously been achieved by other types of fiber.

1. INTRODUCTION

1.1 LOAD SITUATIONS FOR SHOTCRETE TUNNEL LININGS

A rock mass is not a well defined material. The actual loads on rock support systems as for instance on shotcrete linings are often unknown, and the design of such support is more based on general experience than on clear principles of design.

Although geological knowledge is a must, knowledge of the supporting effect of different shotcrete linings can be obtained by studying models of the actual linings in laboratory or in large-scale tests.

Depending on rock quality the behaviour of shotcrete in tunnel linings usually is studied by use of two different models:

i) The arch theory (Fig. 1.1, in medium to bad rock)

ii) The falling block theory (Fig. 1.2, in hard rock when good bonding is achieved)

For the arch theory two test rigs has been used: the circular slab and the one-way slab, both with fixed supports.

A tunnel arch supported by shotcrete and rockbolts may from a design point of view be considered as a slab supported by columns, where the columns is replaced by rockbolts. Under loading this slab works as a number of fixed supported circular slabs with the load in centre. The radius corresponds to the half bolt distance. (Fig. 1.1 compared to Fig. 3.9).

The interaction between two rock bolts and shotcrete may be considered as a one-way slab with fixed supports. The span width corresponds to the bolt distance (Fig 1.1 compared to Fig. 3.8).)

The analogy between the falling block in a tunnel (Fig. 1.2) and the corresponding test rig used (Fig. 3.10) is quiet simple. However, in

"ARCH THEORY"

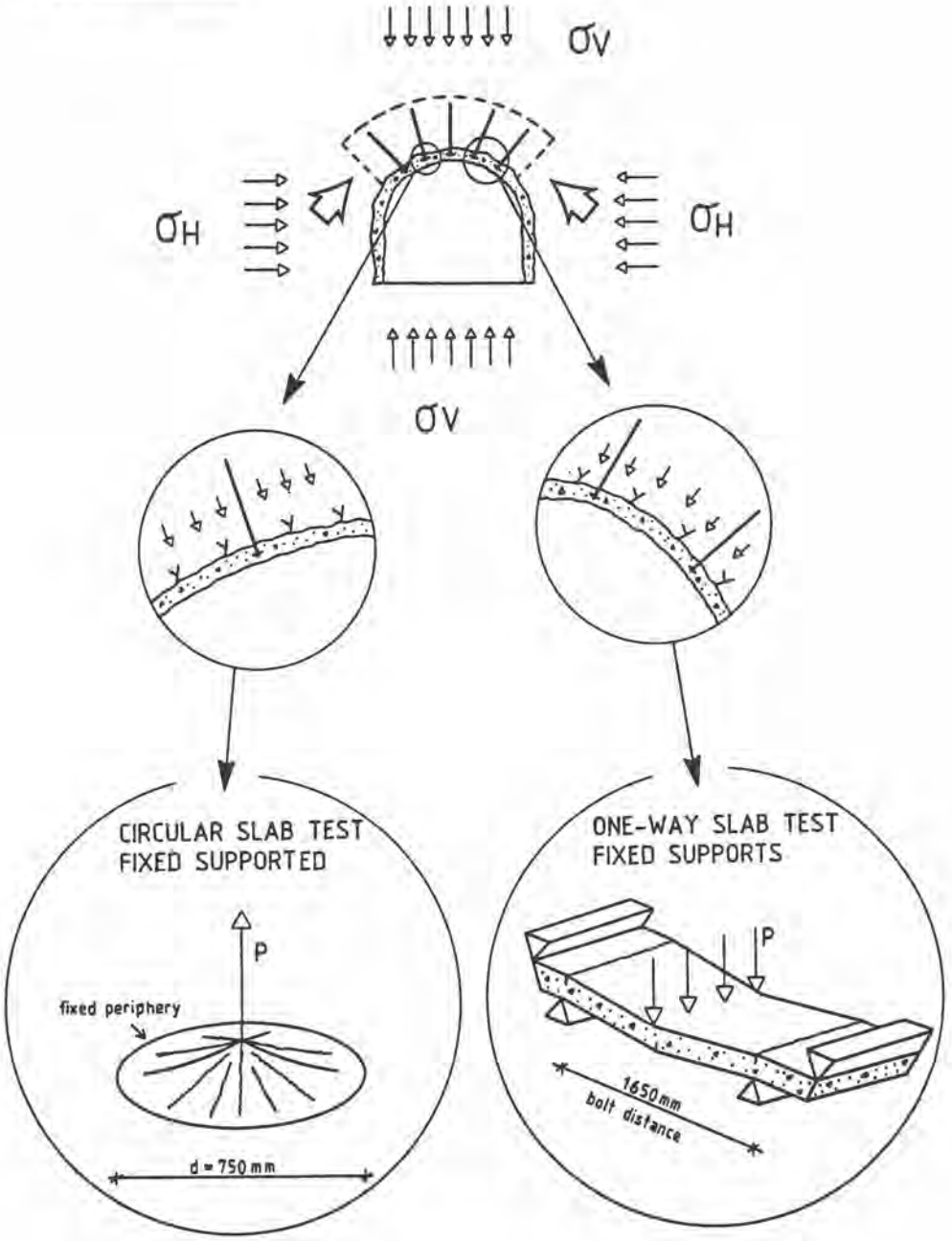


Fig. 1.1: Analogy between a bolted shotcrete lining and the large scale load simulation rigs; the one-way slab test and the circular slab test.

"FALLING BLOCK THEORY"

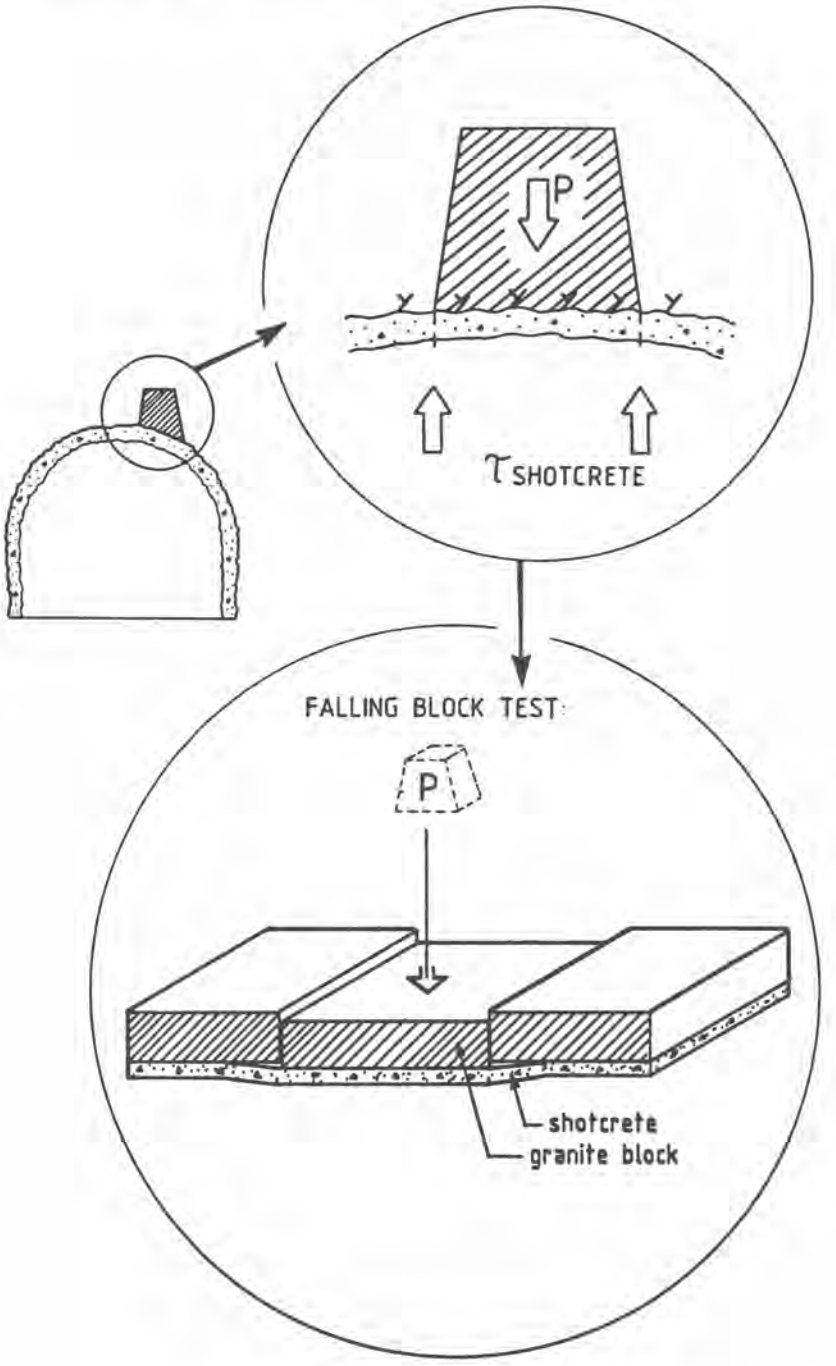


Fig. 1.2: Analogy between a falling block in tunnels and the corresponding test rig.

the test rig both the punching shear capacity of shotcrete and the later interaction between shotcrete and rockbolts is studied.

Important properties for shotcrete used as ground support is:

1) in medium to poor ground (arch theory) high flexural strength and great ductility (NATM).

2) in hard rock (falling block theory) good bond to the rock and high shear strength.

A quick developement of these properties are essential for a work support to ensure an early supporting effect.

1.2 EFFECT OF STEEL-FIBERS OF VARIOUS TYPES

Theoretically, inclusion of high aspect-ratio steel fibers in concrete (for example l/d = 60-100) give superior improvements compared to those obtained by fibers of lower aspect ratios (l/d=40 or less). However, the inclusion of fibers in a concrets matrix often is accompanied by additional compaction problems. This problems decrease the reinforcing effect of fibers.

In shotcrete the compaction of material is an even more crucial parameter than for ordinary concrete, and it is therefore easier to work with short fibers of 18-20 mm length and l/d=30-50. Additional problems occur when fibrous mixes have to be screened at the hopper. Pumping problems and the increased probability of fiber rebound also make it more convinient to work with the shorter fibers.

However, by use of better shotcreting equipment , knowledge about shotcreting processes and by use of recent developments in concrete technology the above problems can be solved, and full benefits of longer steel fibers achieved. It is of special importance to change to longer fibers where shotcrete linings of high ductility is needed.

1.3 SCOPE

Based on modern concrete technology and use of the wet-process shotcreting technique (Robocon system) a study was undertaken to:

i) modify equipment for use of the Dramix ZC 30/.50 steel-fiber

ii) test the mechanical properties of hardened shotcrete on both laboratory and large-scale specimens.

Shotcreting, test procedures, results and discussions are included in this report.

2. SHOTCRETING METHOD

2.1 PRINCIPLES

In the tests a wet-process shotcreting method is used. Principally the equipment consists of an ordinary concrete pump, for this purpose a monopump, which is continiously transporting fully mixed concrete to the nozzle. In the nozzle air is injected and shotcreting accelerator added.

Compared to the dry process the advantages of the wet process are:

i) Low rebound, usually 5-15%

ii) High production capacity, up to 20-30 m^3/hour for piston pumps

iii Better working conditions

iv) A better controlled w/c-ratio

Recent developments in concrete technology using water-reducting admixtures and condensed silica fume have made it possible to produce shotcrete of a wide range of quality.

2.2 CHARACTERISTICS OF THE EQUIPMENT

The shotcreting system used is schematically shown in Fig. 2.1, and has the following characteristics:

i) Electro-hydraulic monopump adjusted to give an output of 4 m^3/hour

ii) 2 in rubber concrete hose

iii) 2 in ROBOCON steel nozzle

iv) Air pressure of 7 kp/cm^2 delivered at a capacity of 12 m^3/hour (1 kp/cm^2)

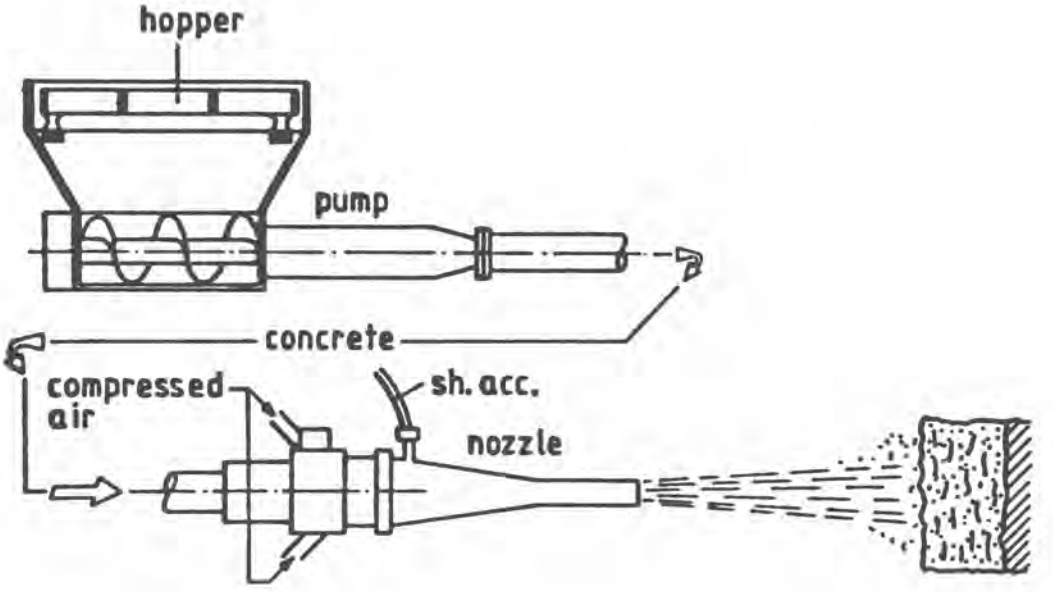


Fig. 2.1: Shotcreting system schematically shown.

v) Shotcreting distance 1.5-2.0 m

vi) Exit nozzle velocity of 20-25 m/s.

3 INVESTIGATION

3.1 TEST PROGRAM

3.1.1 Organization

The organization of the test program is shown in Fig. 3.1.

Pilot testing, design of mixes, shotcreting of specimens together with large scale and some additional testing were done by Robocon.

Testing of general properties of hardened shotcrete, and especially fracture energy and tensile property testing, requires use of advanced, stiff and accurate testing machines. These tests were done by an experienced independent laboratory at the Norwegian Building Research Institute (NBI).

The main report was done by Robocon.

3.1.2 Shotcreting, curing and cutting of specimens

The various shotcreted specimens included in the test program is shown in Fig. 3.2. They were all shotcreted in a vertical position.

The granite blocks of the "falling block" test rig was cleaned by sandblasting and washed with water. The rock surfaces were slightly moist when the shotcrete was applied.

Immediately after shotcreting a curing membrane Betokem OM was applied by spraying. The slabs and test panels were stripped after approximately 20 hours curing at 14-18°C and RH of 60-80% for 7-9 weeks.

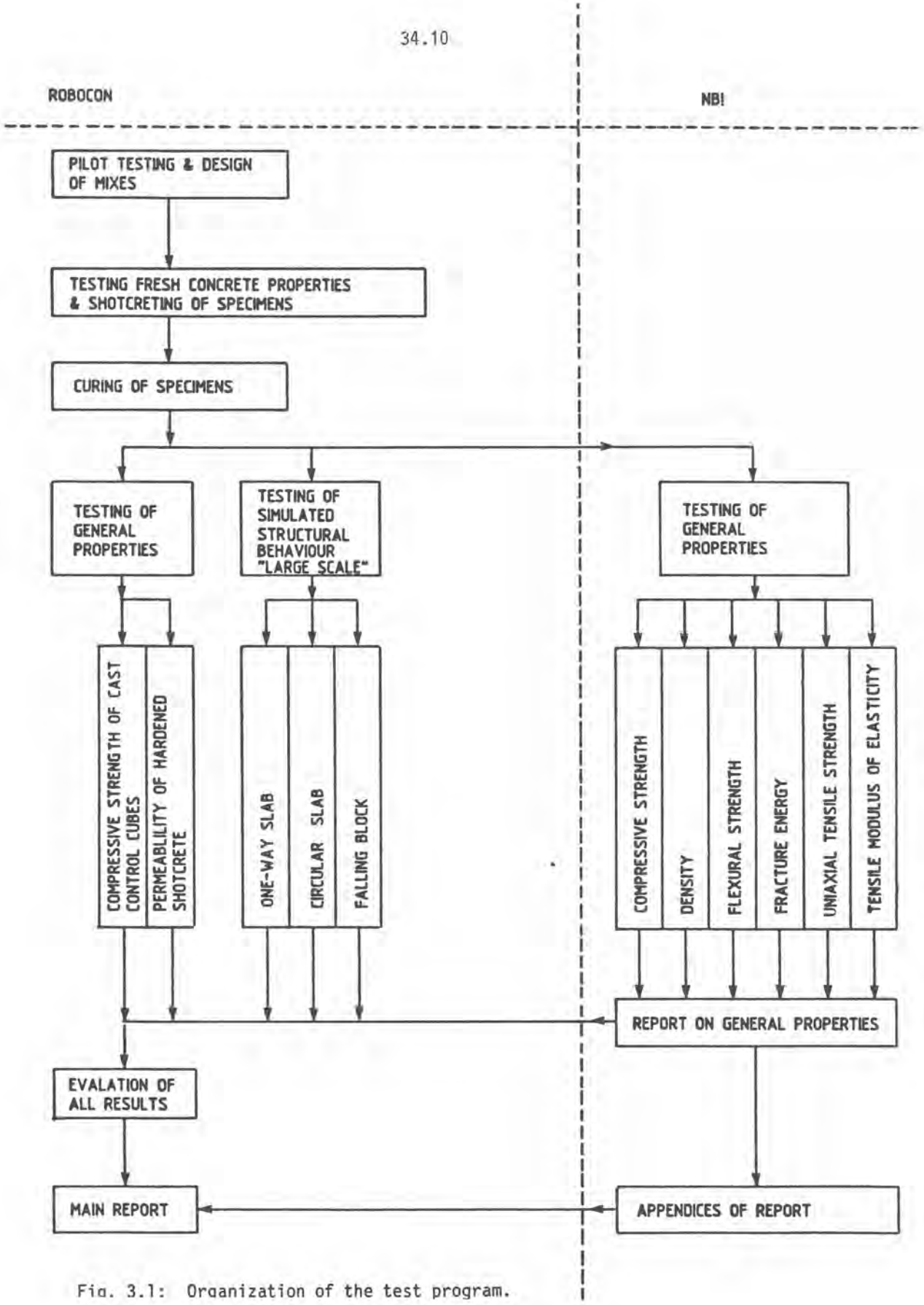


Fig. 3.1: Organization of the test program.

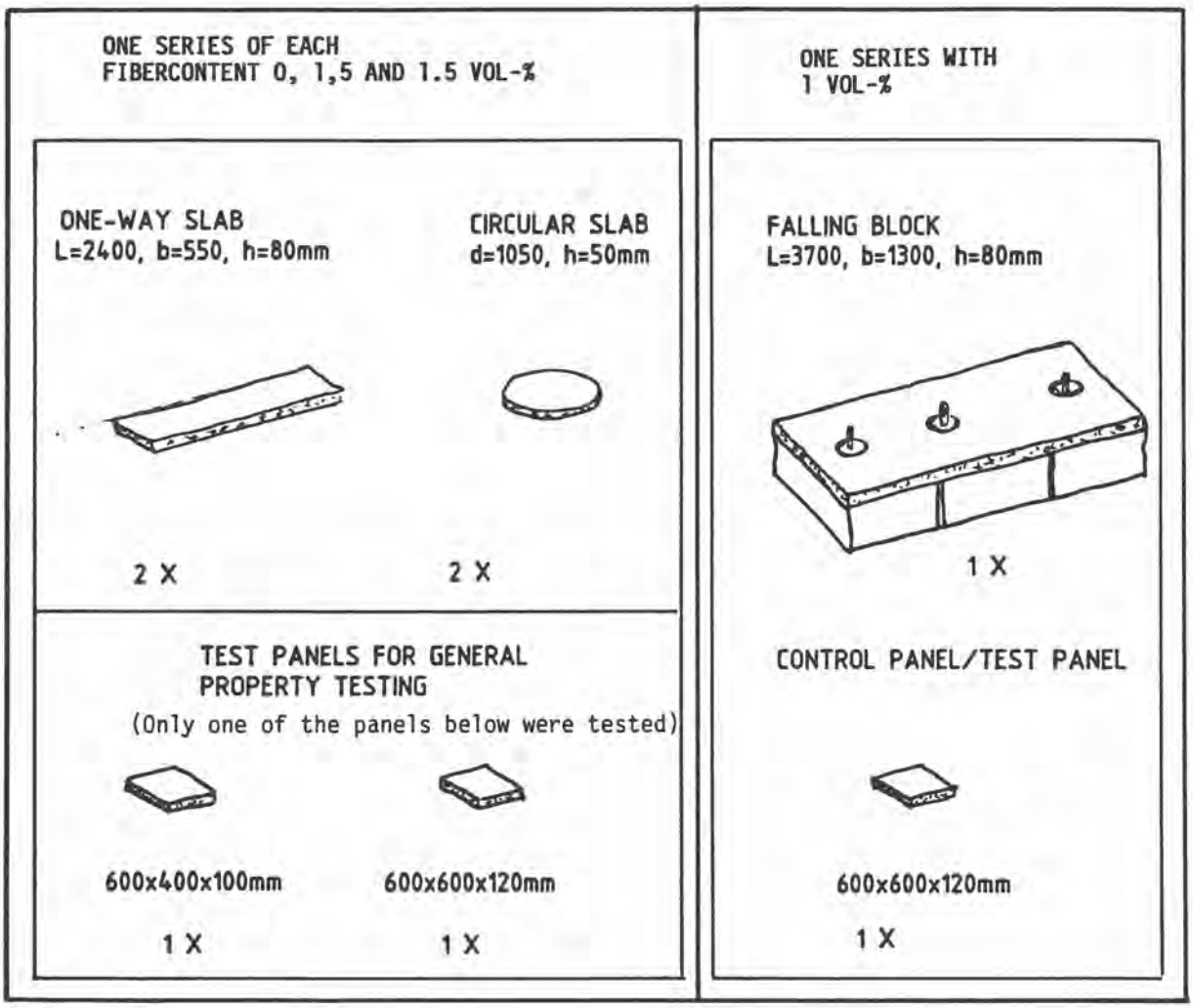
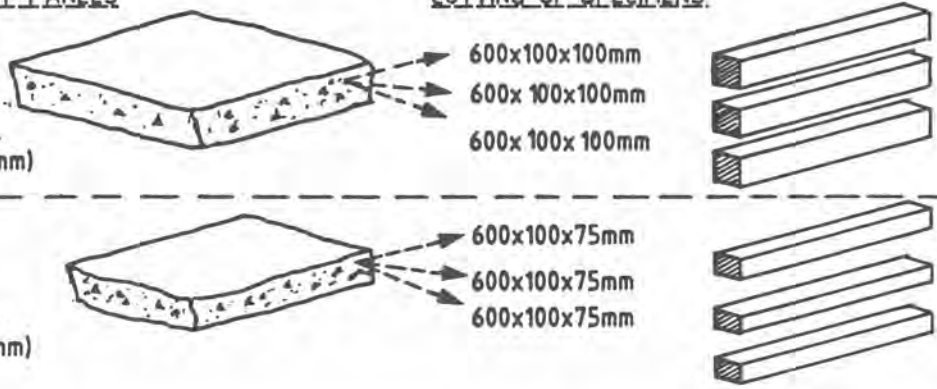


Fig. 3.2: Shotcreting of specimens

SPRAYED TEST PANELS

CUTTING OF SPECIMENS



TYPE OF PANEL	PROPERTY	SPECIMEN
LARGE PANEL	FLEXURAL STRENGTH f'_{fp} (MPa)	600, 100, 100
	FRACTURE ENERGY G_{cp} (Nm/m^2)	NOTCHED BEAM, 300
	COMPRESSIVE STRENGTH f'_{cp} (MPa)	300, CUBE 100x100x100mm PRESSED PARAL, TO THE LENGTH DIR. OF THE BEAM
SMALL PANEL	UNIAXIAL TENSILE STRENGTH f'_{tp} (MPa) TENSILE MODULUS OF ELASTICITY E_{tp} (MPa)	600, 75, 100
	PERMBILITY WATER PENTRATION (mm)	SPECIMEN 70x70x70mm WATER PRESSURE PERPENDICULAR TO SURFACE OF THE PANEL

Fig. 3.3: Cutting of the test panels.

After approximately 7 weeks the test panels for testing of general properties were cut according to Fig. 3.3.

3.2 MATERIALS

The mix design used is given in Tab. 3.1. Cement, silica fume, dry sand and dry powder plasticizer Scancem P32 were mixed and prebagged in 25 kg bags. Superplasticizer Scancem SP67, defoamer steel fiber and water was added to the prebagged material in a 200 l compulsory mortar mixer. The fibers were added before the liquid components. The mixing time, after addition of all components, was approximately 2 min. The shotcreting accelerator, Betokem Kvikk-N was added at the nozzle (see Fig. 2.1.)

Data sheets for all components are given in Appendix A.

Table 3.1: Mix composition

Type of material	Ingredients	Quantity (kg/m^3)	Manufacturer
Dry materials - (prebagged)	Cement, P30 Silica fume Sand, 0-4 mm Scancem P32	525 42 1400 1.5	Norcem Tinnfoss Svelviksand Scancem
Liquid components	Scancem SP67 Defoamer Water Betokem Kvikk-N	6 2 250 15-20	Scancem Betokem From the valve Betokem
Fiber	Dramix ZC 30/0.50	0/75/112.5	Bekaert

3.3 TESTING PROCEDURES

3.3.1 Fresh concrete properties

Fresh concrete properties were recorded from concrete in the hopper of the concrete pump.

Unit weight, air content and slump measurements were determined according to ASTM C138-81, ASTM C231-82 (pressure method) and ASTM C143-78 respectively.

3.3.2 Compressive strength - cast control cubes

Standard cubes 100x100x100 mm were made and tested according to the Norwegian Concrete Code NS427 A, Part 2, Sheet 5.4.

3.3.3 General properties

The testing of general propterties were done using specimens cut from shotcreted panels as previously described in Section 3.1.2.

Flexural strength

Fexural strength (f'_{fp}) was determined by centre-point loading (CPL) of beams of dimension 100x100x550 mm, with a test span of 500 mm (Fig. 3.4).

The load was applied parallell to the shooting direction, and the rate of deformation of the midspan was 1 mm/min.

Fracture energy

Fracture energy (G_{cp}) was determined on cantileven beams (Fig. 3.6). The size of the beams were 100x100x275 mm, with a 50 mm deep sawn notch of approximately 2 mm width as shown in the figure. The load was applied at a constant strain rate of 1 mm/min. The load-deflection p

curve was recorded on a x-y-writer, and the fracture energy was calculated from the area under the load-deflection curve as follows:

$$G_{cp} = \frac{1}{A} \int P \, d\delta$$

P= load
δ= deflection
A= area of fracture or net cross-section

Compressive strength

Compressive strength (f'_{cp}) was determined from cut cubes 100x100x100 mm in accordance with the Norwegian Concrete Code NS 427 A, Part 2, Sheet 5.5. The load was applied parallell to the length of the beam from which the cubes were cut, see Fig. 3.3.

Uniaxial tensile strength and tensile modulus of elasticity

Uniaxial tensile strength (f_{tp}) and tensile modulus of elasticity (E_{tp}) were determined by testing of prisms 100x100x550 mm as shown in Fig. 3.5. A special type of clamping was used in order to minimize stress consentration near the ends of the grips. The load was applied at a constant strain rate of 5 mm/min. The first half of the load-deformation curve was recorded by use of two highly accurate inductive displacement transducers, measuring over a 200 mm length of the specimen. The modulus of elasticity was calculated as chord modulus between 0 and 40% of ultimate load.

Permeability

The permeability of shotcrete was determined by use of a modified German method DIN 1048, Part 1. The specimen and test cell used for permeability measurements are shown in Fig. 3.7. A water pressure of 0,5 MPa

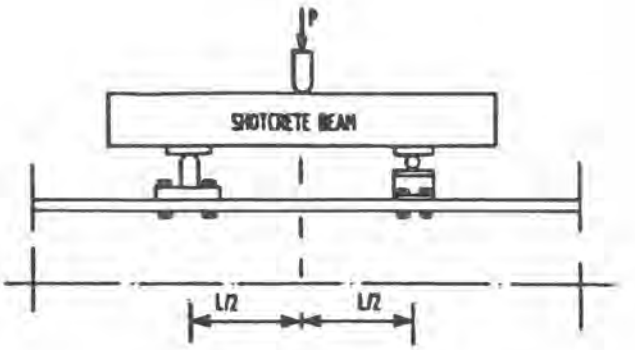


Fig. 3.4: Testing of flexural strength with centre-point loading (CPL). Deformation rate of mid-span: 0,1 mm/min.
L=500 mm, h=b= 100 mm

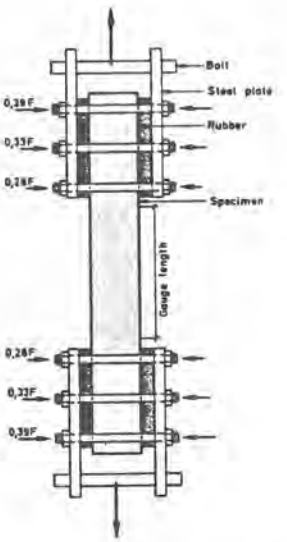
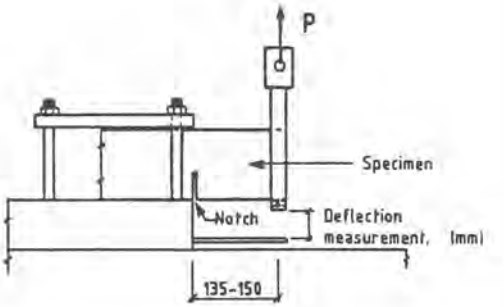
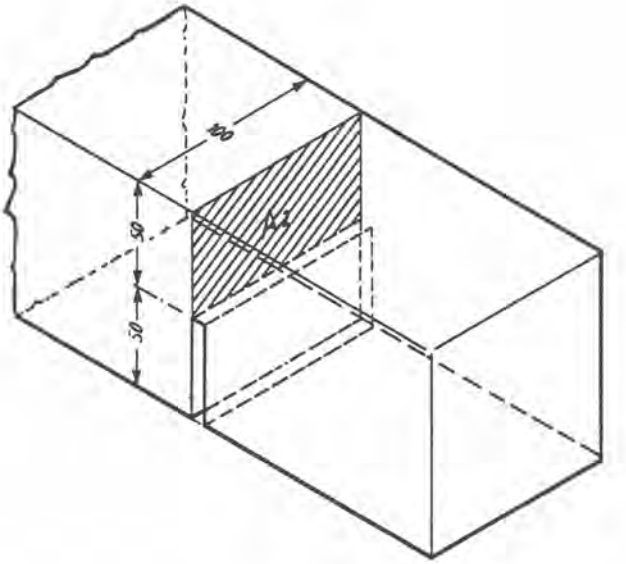


Fig. 3.5: Testing of uniaxial tensile strength and modulus of elasticity. Special clampings are designed in order to minimize stress consentration near the end of the grips. Deflection is recorded by two inductive displacement transducers over a gauge length of 200 mm. Deformation rate was 5 mm/min . L=550 mm, b=100 mm, h=75 mm

a)



b)



c)

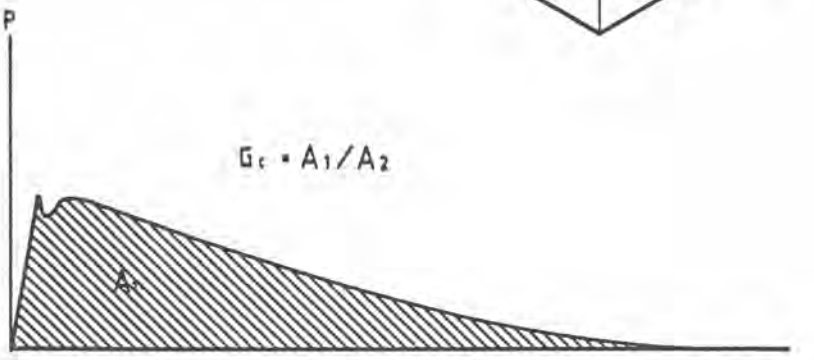
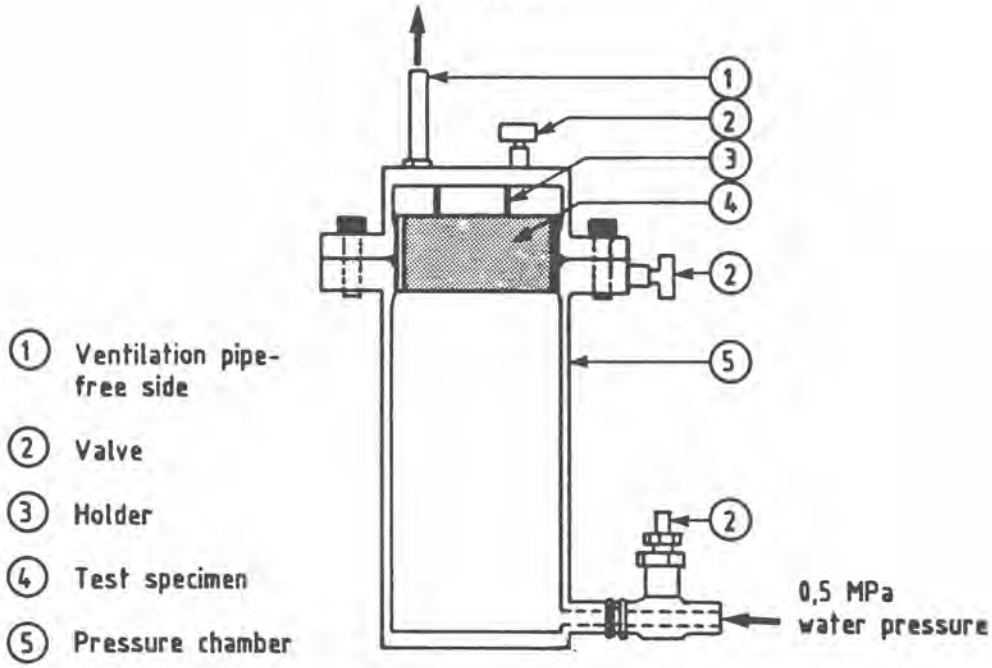


Fig. 3.6: Testing fracture energy by cantilever notched beam

a) test equipment
b) the notch
c) load deflection curve and fracture energy

Deformation-rate was 1 mm/min



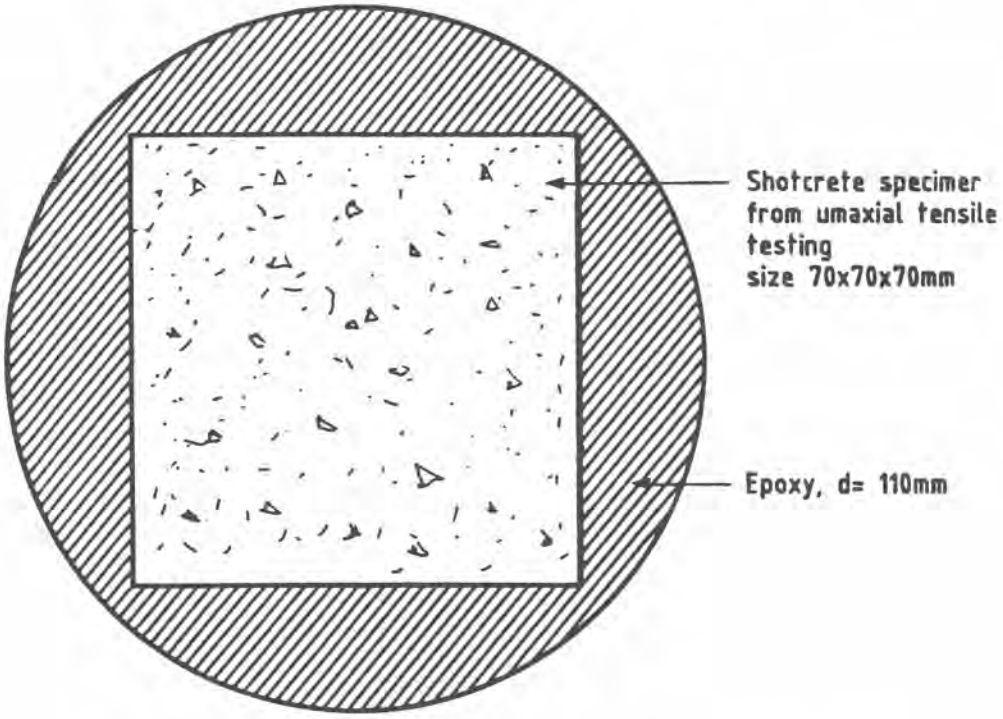


Fig. 3.7: Testing of permeability - water penetration method
a) test equipment - permeability cell
b) cross-section of specimen
Water pressure of 0.5 MPa applied
for 14 days.

was applied for 14 days, whereafter the specimen was split and depth of water penetration in mm determined. Tap water was used in the tests and the specimen was orientated in such a way that the pressure gradient was parallell to the shooting direction, but applied in opposite direction.

3.3.4 Large-scale tests

One way slab

Specimens of dimension 80x550x2400 mm were tested as one way slabs in a test rig as shown in Fig. 3.8. The load was applied at the midspan at a constant strain rate of approximately 25 mm/min. The load-deformation curve of the midspan was recorded by use of an inductive displacement transducer as shown in Fig. 3.7b. Development of cracks were recorded visually.

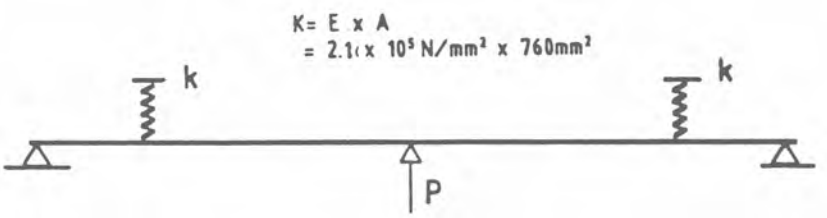
Circular slabs

Circular specimens of diameter 1050 mm and 50 mm thickness were tested as shown in Fig. 3.9. This type of test rig was earlier used by Gustavsson/Stänkelström/3/ at the Royal Swedish Institute of Technology in Stockholm. The load was applied to give a constant rate of deformation of approximately 25 mm/min. The load-deformation curve was recorded, and crack-patterns and crack development observed.

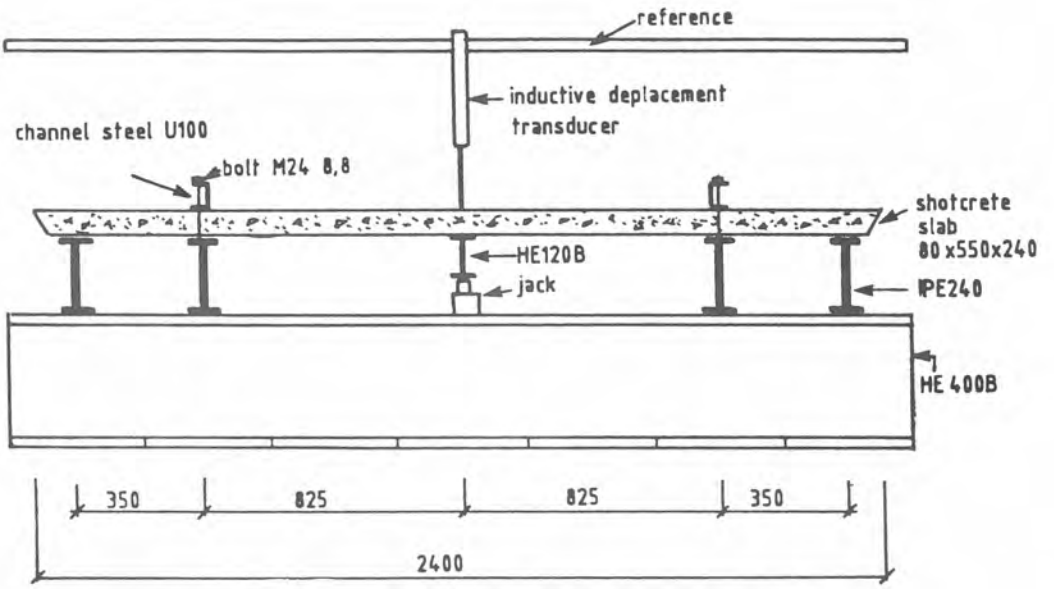
Falling block

The test rig used for studying punch loads on shotcrete tunnel linings is shown in Fig. 3.10. The behaviour of a shotcrete layer of 80 mm nominal thickness applied and bolted to the granite blocks was examined by applying a load to the middle block, and recording load versus deflection as shown in Fig. 3.10. The load was applied by two hydraulic jacks in increments of 33 kN total load pr. 3 min., and load deflection curves recorded. The load applied was corrected by subtracting the weight of the middle block. In addition to load-deformation curves formation of cracks and development of bond failure between shotcrete and rock were registered.

a)



b)



c)

Fig. 3.8: Testing of one-way slab

a) static system

b) test rig schematically shown

c) Photo of the testing

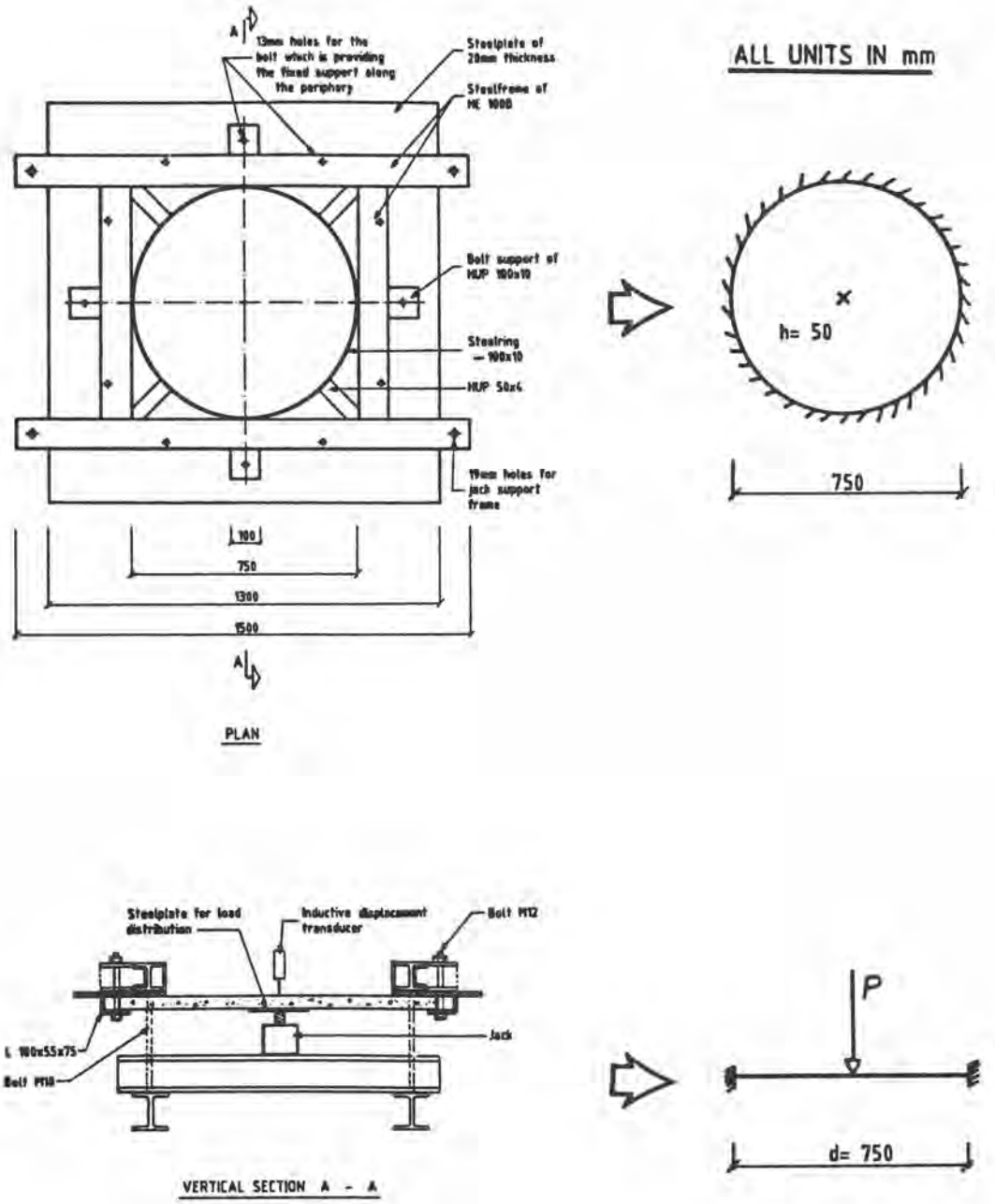


Fig. 3.9: Testing of circular slab

a) static system

b) test equipment - schematically shown.

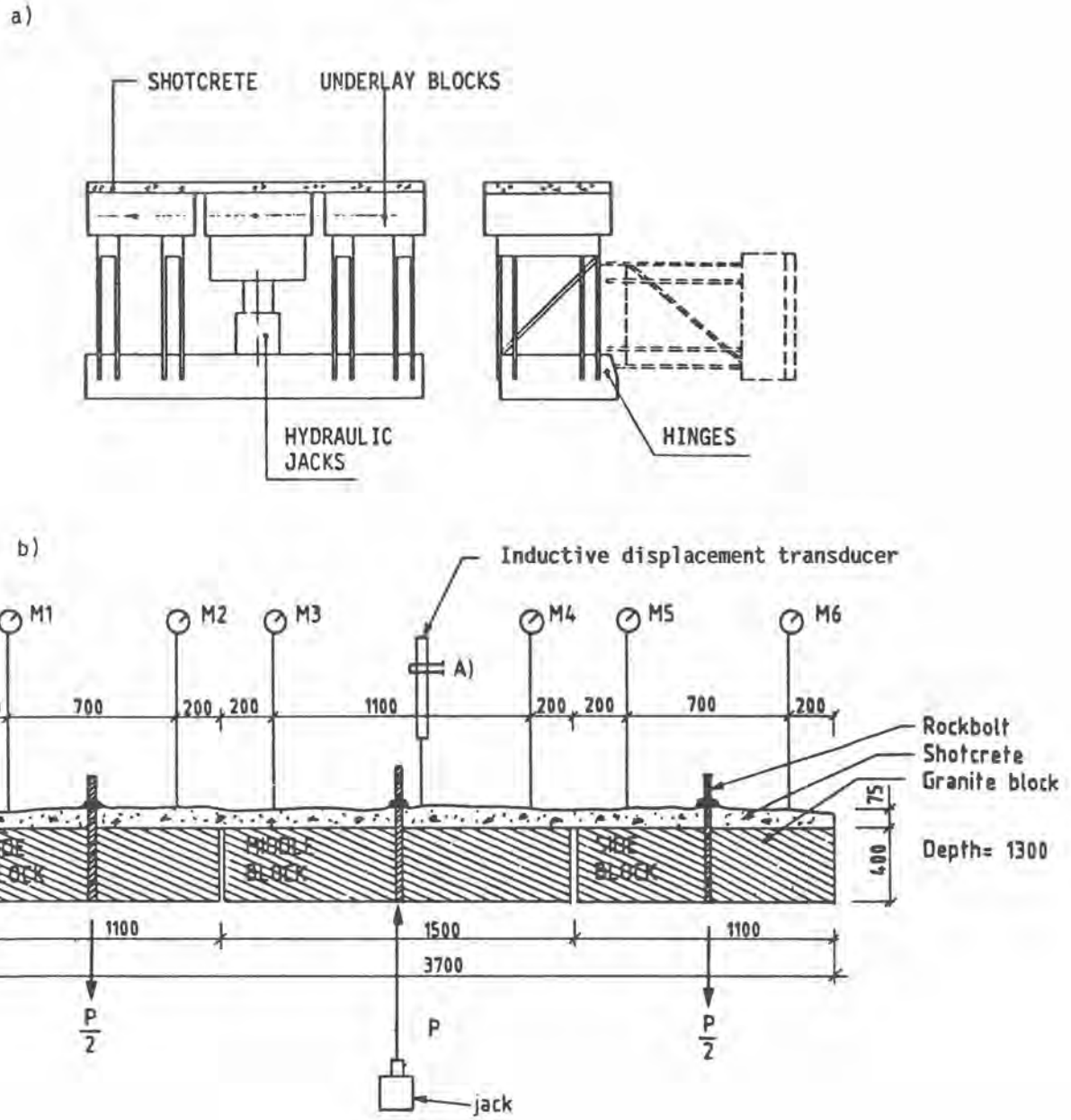


Fig. 3.10: Falling block test

a) the test rig

b) detail of application of load and deflection measurements

(by two jacks of 250 KN each,
6 deflectometers (M1-M6) and
a inductive deflection transducer)

The bond strength (f'_{ad}) between the shotcrete layer and the middle block was determined by drilling cores of 60 mm diameter into the underlay, and calculating the bond strength from the load necessary for pulling the shotcrete core apart from the underlay.

4 RESULTS AND DISCUSSION

4.1 FRESH CONCRETE PROPERTIES

Fresh concrete properties are given in Tab. 4.1.

Table 4.1: Fresh concrete properties

Fiber content (vol-%)	Density (kg/dm^3)	Slump (cm)	Air content (%)
0	2,23	18-19	3.5-4.0
1.0	2.27	16-17	3.5-4.0
1.5	2.29	15-16	3.5-4.0

The difference in density between steel and concrete matrix means that addition of steelfiber increases the unit weight of the mix.
Theoretically 1 vol-% addition represents an increase of approximately 75-23 kg/m^3 = 52 kg/m^3 unit weight of concrete.
As can be seen from the table the results corresponds relatively good to theory.

The slump was slightly reduced by increased fibercontent as shown in the table.

The air content was nearly constant for all mixes.

4.2 CAST CONTROL CUBES

The compressive strength of cast control cubes are given in Table 4.2.

Table 4.2: Unit weight and compressive strength for cast control cubes (100x100x100mm)

Fiber content (vol-%)	Weight of cube (kg) X_i	Weight of cube (kg) X	Compressive strength (MPa) x_i	Compressive strength (MPa) x	Compressive strength (MPa) s
0	2,27 2,27 2.24 2.27 2.27	2.27	67,0 66.0 65.0 65.0 63.0	65.2	1.48
1.0	2.40 2.41 2.38	2.40	58.0 56.0 57.0	57.0	1.41
1.5	2.37 2.38 2.36 2.37 2.38	2.37	65.0 65.0 64.5 64.5 64.2	64.6	0,35

The results in Tab. 4.2 show a different strength level for the mix. containing 1.0 vol-% of fibers compared to the mixes without and with 1.5 vol-% addition. For the limited number of samples and batches used in this investigation the differences given by Tab. 4.2 are hardly significant. By comparing sample 7 and 32 in Tab. 4.3 (general properties of shotcreted specimens) it is reason to believe that sample 7 in that table is not representative for the 1 vol-% mixture. The cast control cube strength of the 1 vol-% mix (Tab. 4.2) originates from the same batch as sample 7 mentioned above. It is therefore reason to believe that this batch is not representative for the 1 vol-% mix.

4.3 GENERAL PROPERTIES

A view of the general properties for all mixes tested is shown in Tab. 4.3. Effect of fiber reinforcement on the various properties is also shown in Fig. 4.1.

As can be seen from Fig. 4.1 a and 4.1 c compressive and flexural strength is not significient improved by addition of steelfiber.

The uniaxial tensile strength (Fig 4.1 e) and the Tensile Modulus of Elasticity (Fig 4.1 f) indicated some improvements proportionale to the fibercontent.

However, the property which is greately improved by steelfibers is the fracture energy or ductility (Fig. 4.1d). 1 vol-% addition showed 35-50 times increased fracture energy compared to plain shotcrete. A further addition of fibers up to 1.5 vol-1% showed no significant improvements.

The unit weights shown in Fig. 4.1b confirm the indication mentioned in Section 4.2 that sample 7 is less representative than sample 32.

Table 4.3 showed that permeability is reduced from 4 to 0 mm penetration depth for both fibercontents. The Norwegian requirement to watertight concrete is a penetration depth of maximum 40 mm. Therefore all mixes must be considered as watertight.

Table 4.3: General properties of shotcreted and cut testpanels. All test panels sprayed at the same time as the large scale specimens. The control panel from the falling block test (sample 32) gives one extra serie for the 1,0 vol-% of fiber.

All values are an average of three cut specimens ($\bar{x}$) and the values in brackets are the standard deviation (s).

Property	Fibercontent			
	0 vol-%	1 vol-%		1,5 vol-%
Panel sample no	25	7	32	15
Compressive strength (MPa)	49.5 (5.8)	50.4 (7.1)	50.8 (1.6)	65.5 (3.7)
Density (kg/dm^3)	2.265(0,011)	2.279(0.003)	2.305(0.002)	2.355(0.006)
Fexural strength (MPa)	9.25 (0.22)	7.11 (0.27)	9.37 (0.16)	11.65(1.47)
Fracture energy (Nm/m^2)	150 (10)	5200 (300)	7700 (400)	6300 (800)
sample	24	8	-	14
Tensile strength (MPa)	3.63 (0,45)	4,22 (0.39)	-	5.55 (0,18)
Youngs Modulus (MPa)	30400(1100)	33100(270)	-	34800(540)
Water penetration (mm)	4 (1.4)	0 (0,0)	-	0 (0,0)

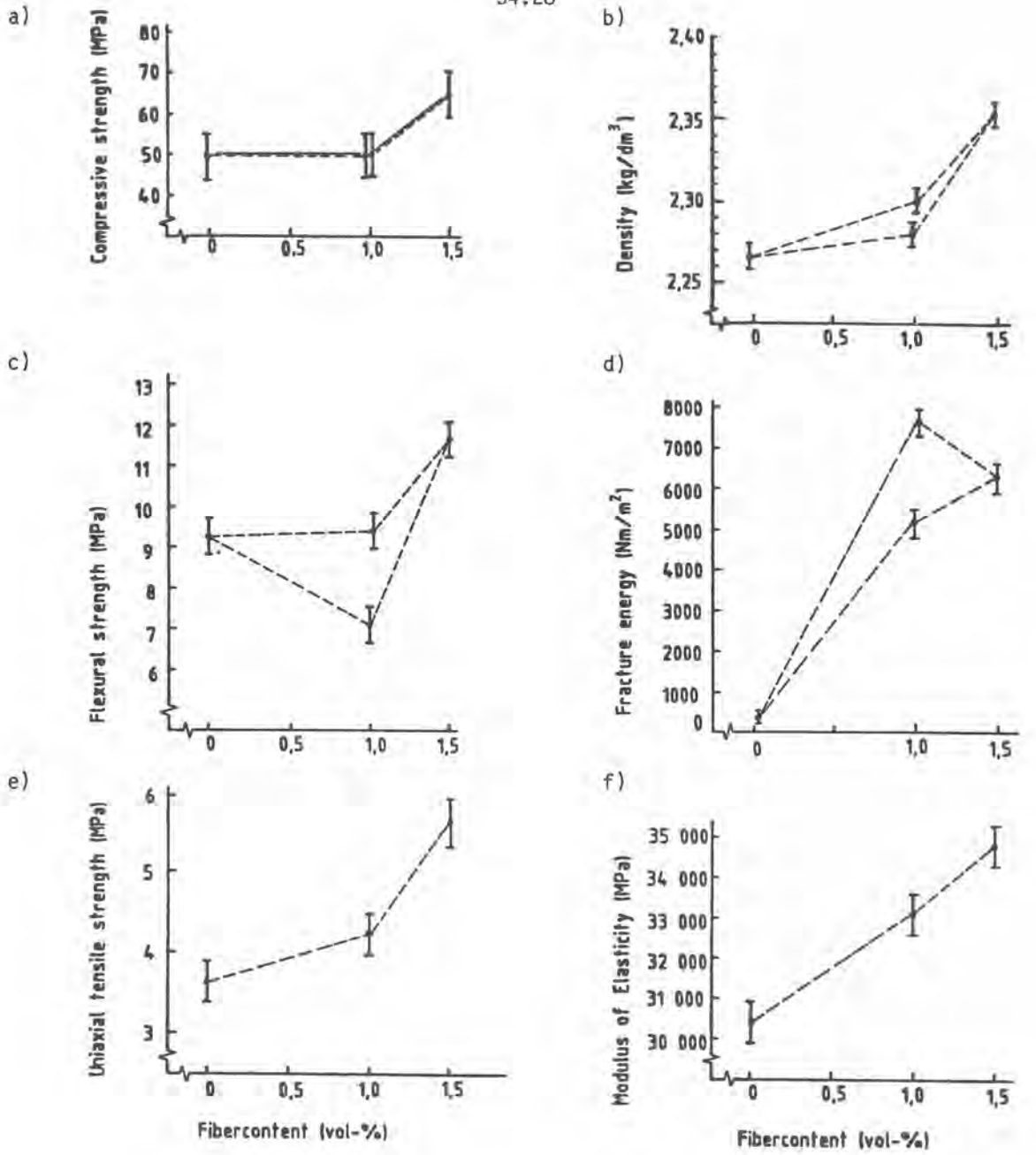


Fig. 4.1: General properties in Tab. 4.3 as a function of fiber content.

4.4 LARGE SCALE TESTS

4.4.1 One-way slab

The test results for the one way slabs are shown in Fig. 4.2.

Normal thickness was 80 mm for all slabs, but the actual thickness varied between the limits 85 and 95 as shown in Appendix C.

As can be seen from the load-deflection curve the initial stiffness is approximately the same for plain and fiber-reinforced specimens.

The load capacity is greatly improved by fiber-reinforcement. 1.0 and 1.5 vol-% showed an average increase of approximately 85 and 185% respectively.

The ductility may be expressed by the area under the load deflection curve up to a measured deflection of 60 mm. Comparing unreinforced with fiber-reinforced shotcrete shows 18 and 27 higher ductility for 1.0 and 1.5 vol-% respectively.

It should be outlined that at a deflection of 60 mm the fiber-reinforced slabs still had a load-bearing capacity of approximately 50% of the maximum capacity for both 1 and 1.5 vol-% of fibers. It should also be mentioned that one of the unreinforced slabs broke during transportation to the test rig.

Comparing flexural strength determined by linear elasticity from one way slab test with flexural strength from test panels (general properties) showed good correlations for fiber-reinforced shotcrete, while unreinforced slabs had their capacity reduced to half (see Fig. 4.4).

Crack pattern under the load for the two samples contenting 1 vol % of fiber is shown in Fig. 4.3. How the number of cracks influences the load deflection curve may also be studied from this figure.

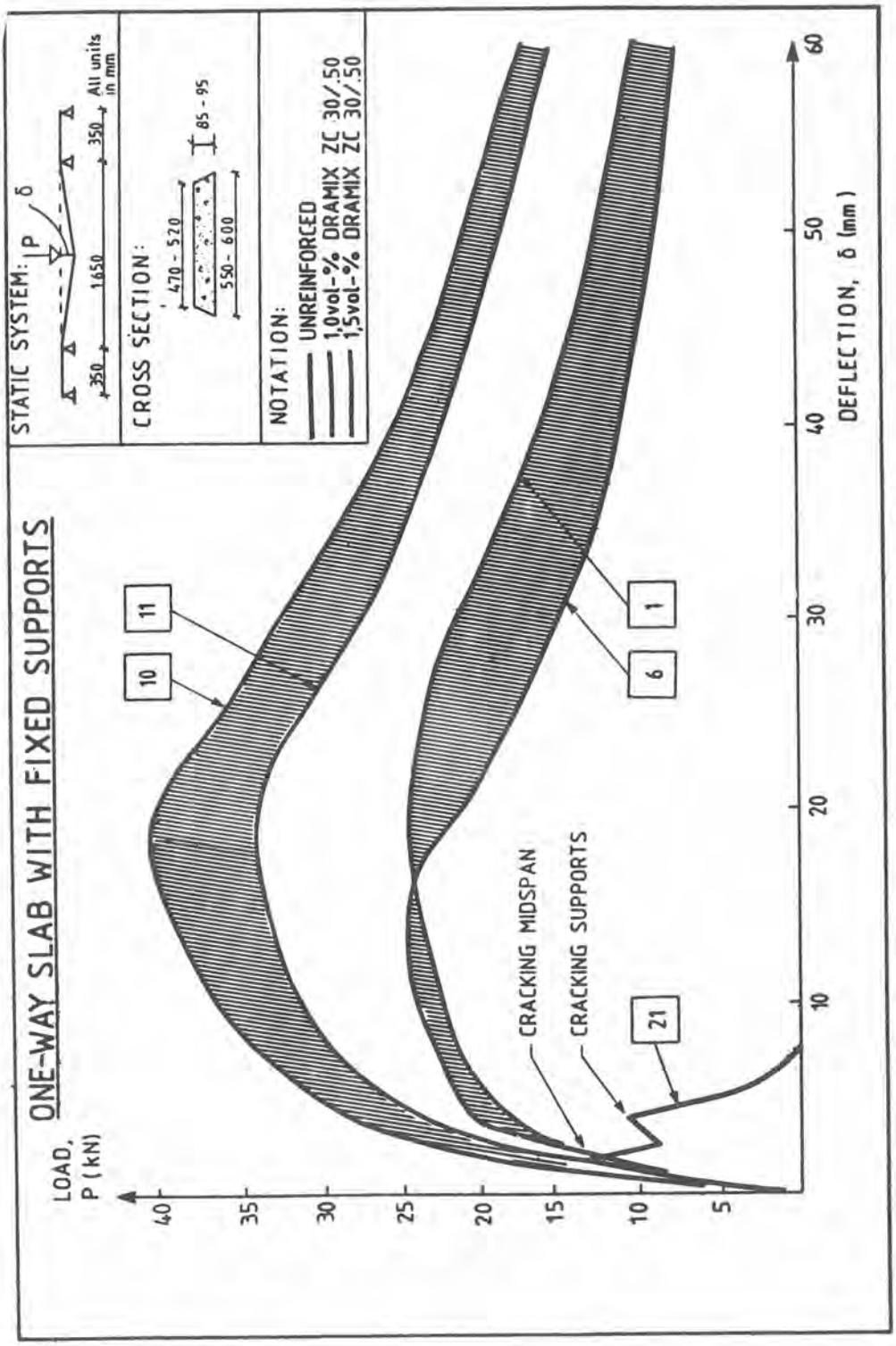


Fig. 4.2: Load-deflection curves for the one-way slabs. One curve corresponds to one sample. Hatchure is done between two samples of the same fiber dosage. Sample number is given.

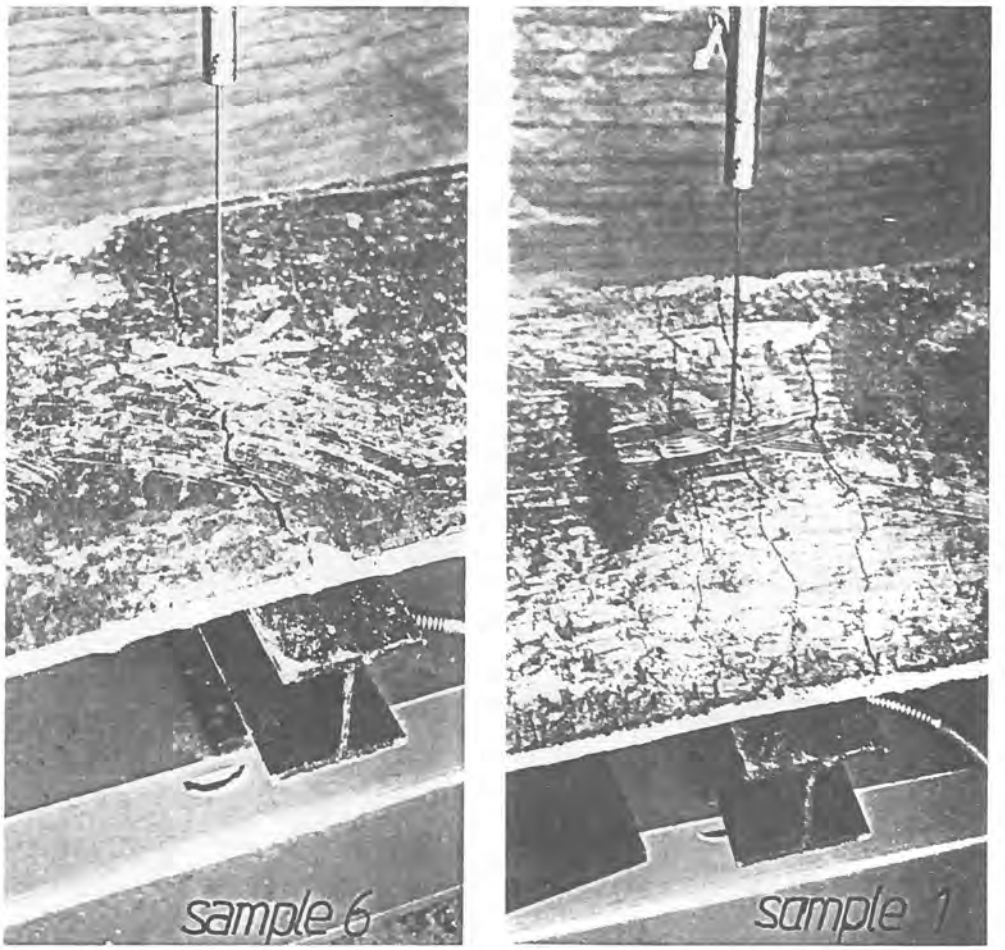


Fig. 4.3: Crack patterns at midspan for the one-way slabs both containing 1 vol-% of steel fiber, but with three and one crack respectively. Number of cracks effect on ductility may be studied by comparison to Fig. 4.2

Test panel - general properties	One-way slab
Static system P L= 500 Momentcurve M span $M_{span} = \frac{PL}{4} = \int f \cdot w = f_f \frac{bh^2}{6}$	Static system P 350 L= 1650 350 Momentcurve M span M supports $M_{span} = 0{,}56 \frac{PL}{4} = \int f \cdot w = f_f \frac{bh^2}{6}$
Notation: Mean value • Upper and lower measured value —	Notation: Mean value × Upper and lower measured value —

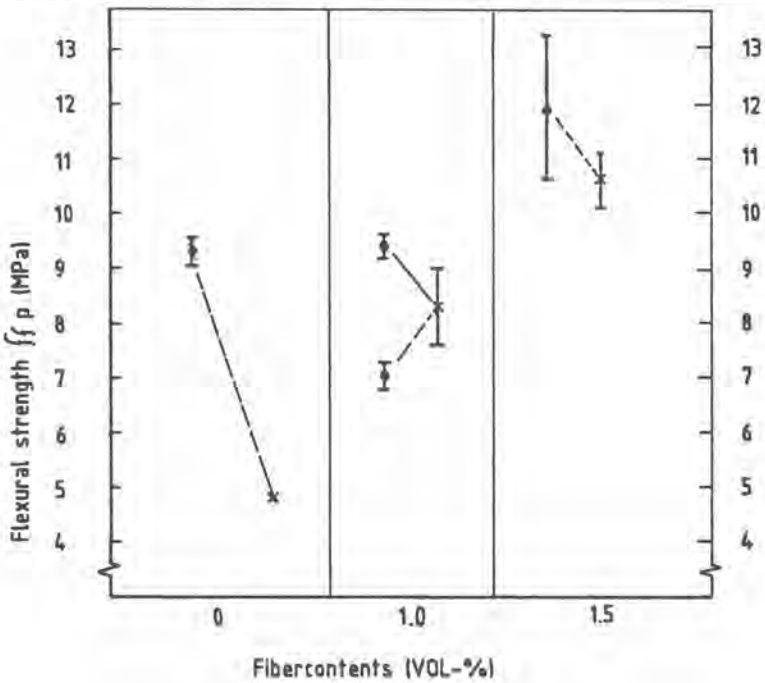


Fig. 4.4: Comparison of flexural strength for the small-scale lab.-specimens and the one-way slab both by linear elastic behaviour

4.4.2 Circular slab

The test results for the circular slab are shown in Fig. 4.5.

Nominal thickness was 50 mm. Measurements showed an actual thickness from 51 to 55 mm as shown in Appendix C.

In some cases the steelplate between the jack head and the shotcrete surface was not capable of avoiding punching shear failure. Various plate designs were used, and these are given in Fig. 4.5.

As can be seen from Fig. 4.5, the load capacity is greatly improved by increasing fibercontent. Max-load is 15, 35-60 and 65-78 kN for 0, 1.0 and 1.5 vol-% of fiber respectively.

The ductility may be expressed by the area under the load-deflection-curve up to a measured deflection of 55 mm. Compared to the unreinforced, the 1.0 vol-% and 1.5 vol-% showed 10-22 and 10-31 times higher ductility respectively.

However, it should be noted that an increase in size and stiffness of the steelplate between the jack head and the shotcrete slab gives both greater load capacity and ductility. The big scatter in load-deflection curves is mostly caused by this.

It should be mentioned that also one of the unreinforced circulare samples broke during handling before teting.

Crack pattern for two typical specimens is showed in Fig. 4.6. The unreinforced developed few radial craks and broke into few and big sectorial pieces while the fiber-reinforced developed a lot of radial cracks, resulting in correspondingly more and smaller sectorial pieces.

Results may be evaluted by use of yield line theory, as done in appendix D. The results obtained conformed well to those obtained by Gustavsson & Stänkelström/3/.

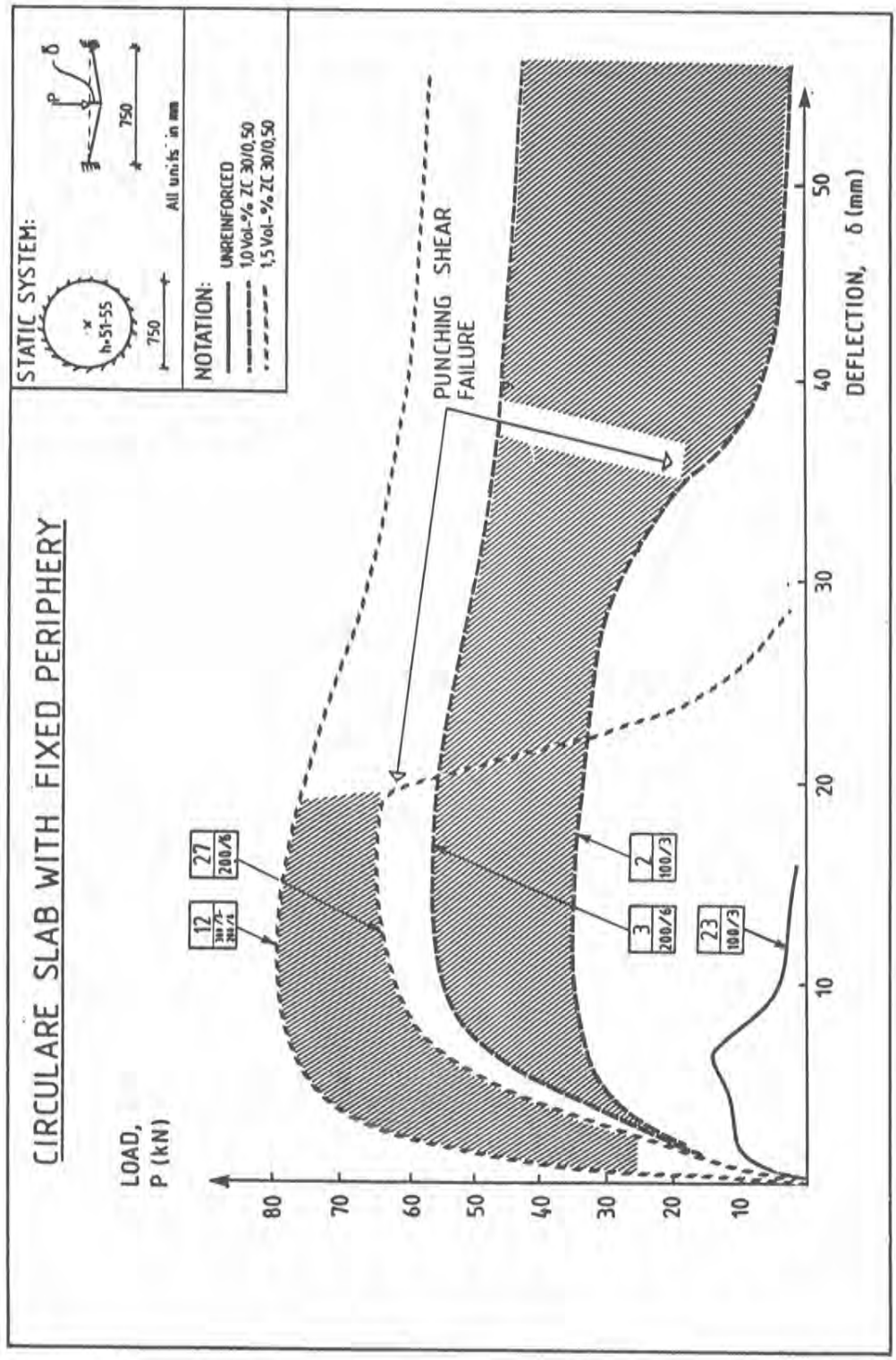


Fig. 4.5: Load deflection curves for the circular slabs. One curve corresponds to one sample. Hatchure is done between two samples of the same fiber dosage.

Different steelplates for load distribution was placed between the jack head and the shotcrete slabs. Their size are given in the squares(diameter/thickness i mm). The square includes also sample number.

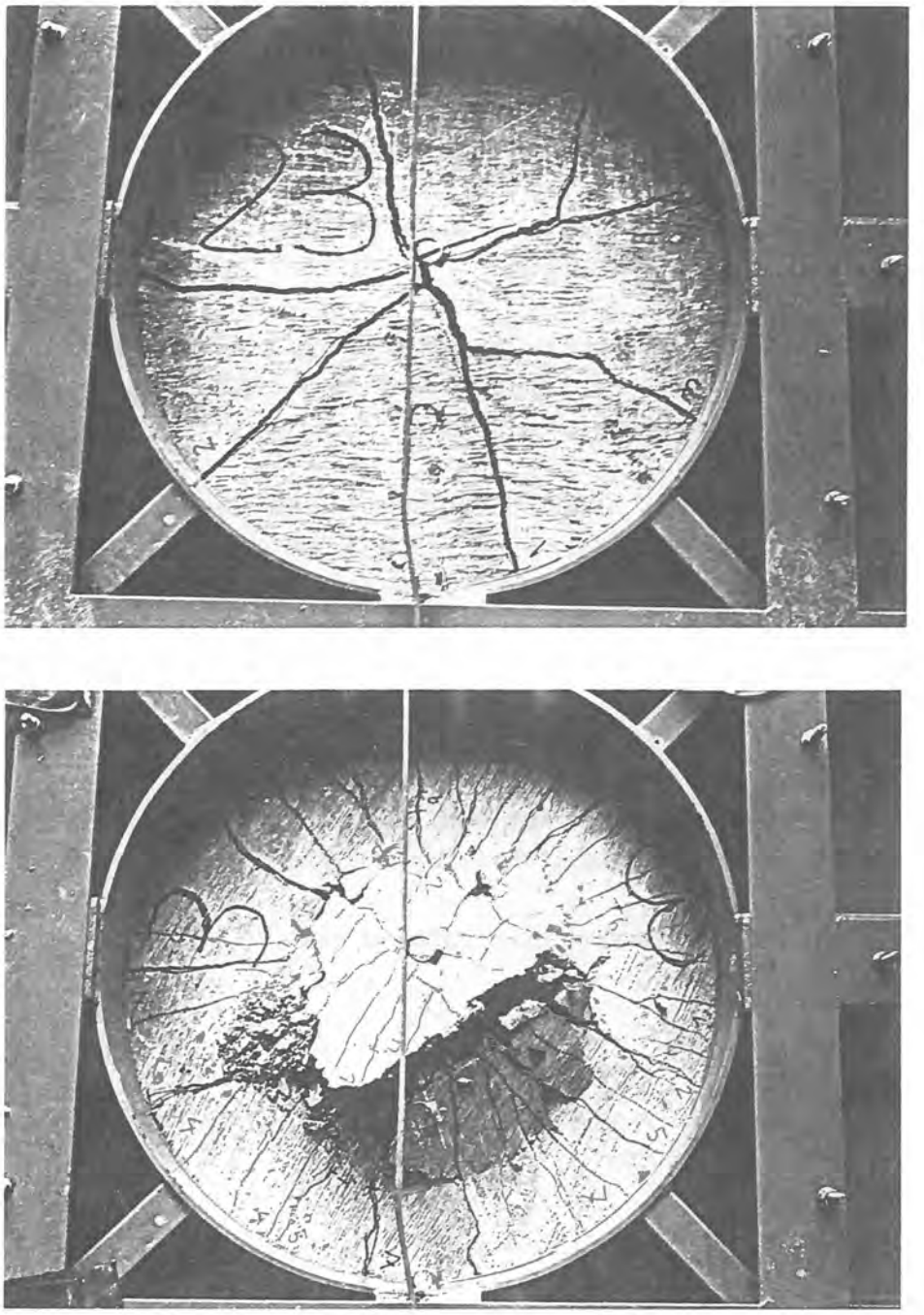


Fig. 4.6: Crack patterns for unreinforced and fiber-reinforced circular slabs at failure.

4.4.3 Falling block

The test was done with addition of 1 vol % of Dramix ZC 30/0,50 and the nominal thickness was 80 mm. The actual thickness measured on the cores from the bond testing showed an average thickness of 75 mm. Standard deviations was 8 mm of 15 cores.

The average bond strength to the mid block was 1,40 MPa, which must be considered as very good. Standard deviation was 0,26 MPa of 6 cores, which is low for bonding tests.

Results from control specimens included in general properties (samples 32) showed a compressive strength of 50,8 MPa (s=1,60 MPa), a flexural strength of 9,37 MPa (s=0,16 MPa) and a fracture energy of 7700 Nm/m^2 (s=400 $Nm/^2$). As discussed in Section 4.2 and 4.3, these mechanical properties are representative for 1 vol % of Dramix ZC 30/0.50. The load-deflection curve in Fig. 4.7 has approximately the same shape as those obtained by Holmgren/1/.

Compared to similar tests done with 18 mm EE-steel fiber, the Dramix lining showed better ductility (Holmgren /1/ and Opsahl /2/).

A photo showing debonding and cracking is given in Fig. 4.8.

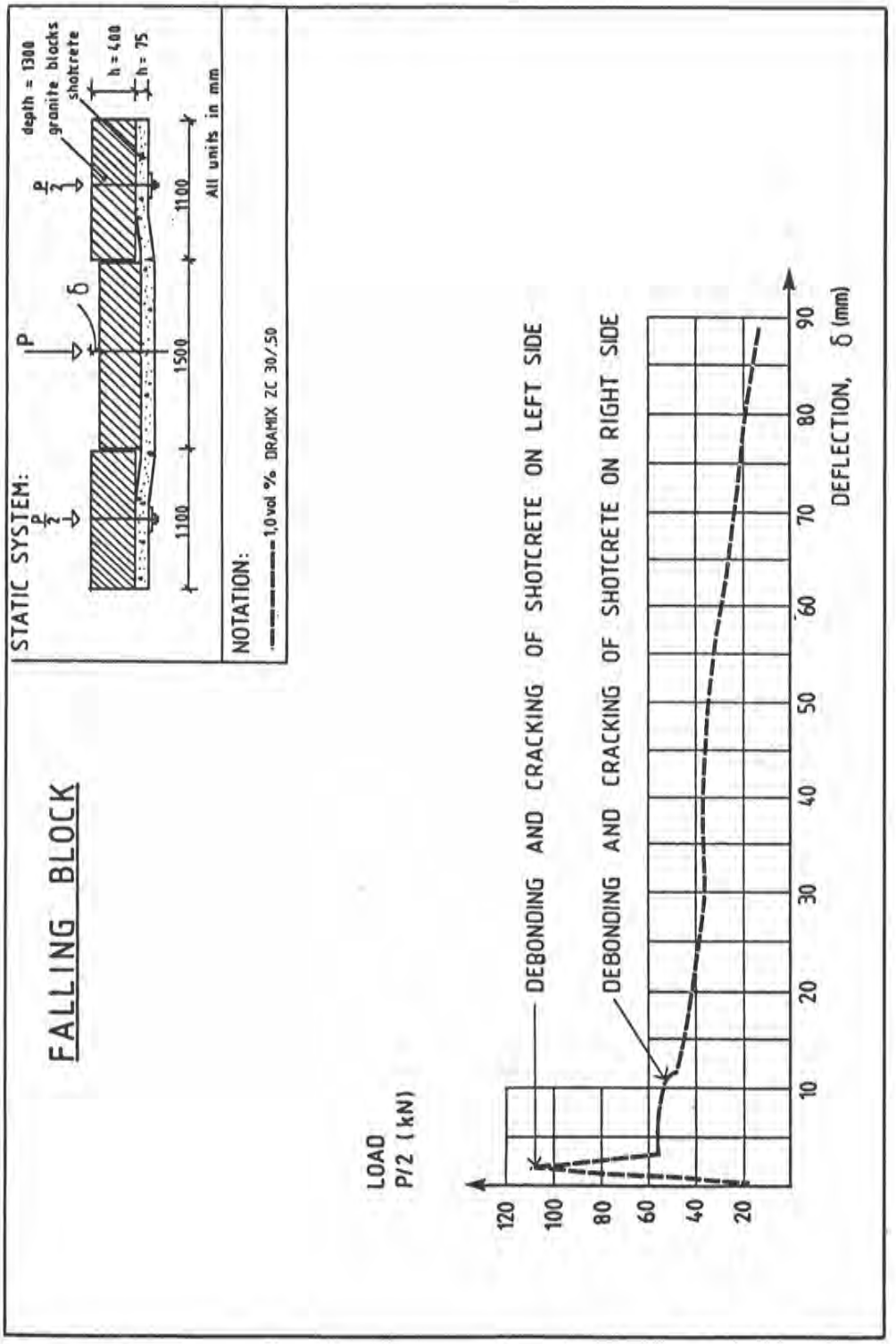
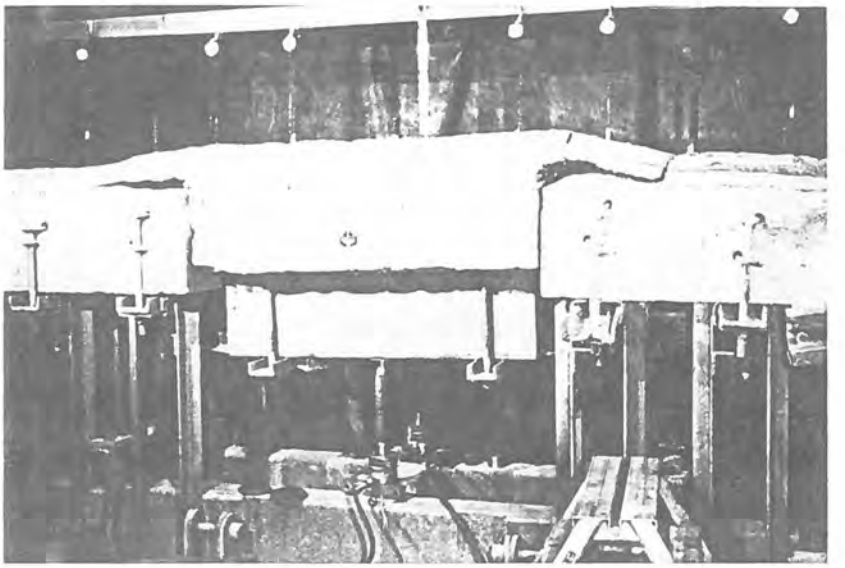


Fig. 4.7: Load defelction curve for the falling block test.

Main view



Close up photo of left crack

Fig. 4.8: Picture of the falling block testing under debonding.

5. CONCLUSIONS

1. Density, permeability and general mechanical properties showed that compacting problems when using the Dramix ZC30/50 can be solved in wet-process shotcreting if proper mix design, proper shotcreting equipment and proper procedures are used. Mixes with up to 1.5 vol-% addition was shotcreted with good results.

3. Laboratory specimens showed a mean compressive strength of 50 MPa which represents a characteristic strength of approx. 40 MPa. Flexural strength was not significantly improved by increased fiber dosage. Fracture energy, however, was increased 35 to 50 times by 1 vol-% addition of steelfiber, while a further addition to 1.5 vol-% gave no significiant increase in ductility.

3. The large scale unreinforced specimens showed a reduction in flexural capasity of 50-65% compared to small laboratory beams (both calculated from linear elastic behaviour), while 1.0 and 1.5 vol-% both showed results in the same level as the small specimens. As a result the capasity of the fiber reinforced large scale specimens was increased by approx. 100 and respectively 200 % for the 1.0 and 1.5 vol-% compared to unreinforced.

   The ductility compared to plain shotcrete was increased by 18-22 and 27-31 times for respectively 1.0 and 1.5 vol-% addition of fibers, depending on what type of static system (test rig) used.

REFERENCES

/1/ Holmgren J, "Punch-loaded shotcrete linings on hard rock", Disseration, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden, 1979 (English text)

/2/ Opsahl O A, "Steel fiber reinforced shotcrete for rock support", NTNF Project 1053.09511, Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research (NTNF), Oslo, Norway, 1982 (English text)

/3/ Gustavsson P, Stänkeström P, "The yield-line theorys adaption to steelfiber reinforced shotcrete", Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden, 1984, (Swedish text).

/4/ Lenschow R, "concrete structures - Calculation of Capasity and Deformation", Tapir 1978, ISBN 82-519-0209-6 Page 81, (Norwegian text)

LANGTIDSVIRKNING PÅ POLYESTERFORANKREDE OG MØRTELINNSTØPTE FJELLBOLTER. FORELØPIGE ERFARINGER

LONG TIME EFFECT ON RESIN ANCHORED AND CEMENT-GROUTED ROCK BOLTS. PRELIMINARY EXPERIENCES

Cand. real. Eystein Grimstad
Norges Geotekniske Institutt

Sivilingeniør Knut Borge Pedersen
Veglaboratoriet

SAMMENDRAG

For å få kjennskap til tilstanden på fjellbolter etter mange år i tunnelmiljø er det utført utboringer først av polyesterforankrede og senere mørtelinnstøpte fjellbolter. Etterfølgende kjemisk og mekanisk testing har vist at polyestermassen ikke har gjennomgått merkbare endringer etter 13 år. Det bør legges vekt på riktig arbeidsprosedyre ved innsetting av både polyesterforankrede og innstøpte fjellbolter. De deler av boltene som var innkapslet i polyester eller sementmørtel hadde ingen tegn til korrosjon. Polyesterforankrede bolter må være varmforzinket, hvis de skal inngå i permanent sikring. Levetiden for boltene synes å være avhengig av boltestålets korrosjonshastighet når det kjemiske miljøet ikke angriper forankringsmassen.

SUMMARY

Rock bolts anchored with resin capsules and later cement-grouted rock bolts have been drilled out from two tunnels with the intention to obtain some knowledge of the conditions of the bolts after many years in use. The following chemical and mechanical testing has shown that the polyester mass has undergone no significant changes after 13 years in the rock.

It is very important to do the insertion work correctly for both types of bolts. The parts of the bolts which were capsuled in resin or cement showed no signs of corrosion. The resin point anchored bolts have to be galvaniced if working as permanent support. The working life for both types of rock bolts seem to be dependent on the corrosion rate of the steel, when the chemical environment does not attack the anchoring mass.

ORIENTERING

Statens vegvesen har etter hvert blitt storforbruker av fjellbolter. I en 7,5 km lang tunnel er det brukt 75 000 bolter. Det totale årsforbruk anslåes i dag å ligge i størrelsesorden 100 000 bolter.

Før 1970 benyttet man bolter som var mekanisk forankret (ekspansjon) eller rene mørtelinnstøpte bolter etter bergjet-, eventuelt perfo-metoden. I begynnelsen av 1970-årene begynte man å ta i bruk endeforankrede bolter med polyester, og denne metoden har utviklet seg til nær enerådende i tunnelbygging innen vegvesenet.

I sterkt oppsprukket dagfjell kan imidlertid fullt innstøpte bolter være å foretrekke da man også oppnår en fordyblingseffekt samtidig som korrosjonssikringen blir god. I de undersjøiske tunnelene har også det siste momentet medført at man nytter mørtelinnstøpte forspente bolter.

Tidligere har man kvalitetsmessig bare sporadisk undersøkt fjellboltene ved hjelp av hydraulisk prøvetrekkingsutstyr. Dette har stort sett bare blitt utført i tunneler. Etter at ultralydinstrumenter som det såkalte "Boltometeret" har kommet på markedet er muligheten for kvalitetskontroll av fjellbolter blitt bedre. Ved hjelp av ultralyd-undersøkelser og utboringer av bolter håper Vegvesenet å få en bedre oversikt over fjellbolters levetid i ulike bergarter og miljøer.

Ved siden av nevnte forfattere av dette innlegget har også sivilingeniør Jan Petter Åsvold, Geoteam A/S, Bergen, vært med i arbeidsgruppen.

MØRTELINNSTØPTE BOLTER

a) Generelt

Innstøpte bolter kan i prinsippet sammenlignes med armering i en armert betongkonstruksjon. Boltene overfører skjær- og strekkrefter i og på tvers av sprekkene i berget.

Det mest positive med ikke forspente mørtelinnstøpte bolter er at bolt og mørtel fyller hele borhullet og skaper et effektivt hinder mot bevegelser i sprekkene rundt borhullet. En mørtelinnstøpt bolts skjærmotstand i fjell med en sprekk kan settes opp som følgende (etter Bjurstrøm 1974):

$F = F_s + F_d + F_t$

F = total skjærmotstand

F_s = skjærmotstand i sprekken

F_d = skjærmotstand i bolten, dybbeleffekt

F_t = skjærmotstand i sprekken på grunn av strekk i bolten

Langsiktig skjærmotstand vil være avhengig av mørtelens bestandighet over tid og ikke minst dens vedheft til borhull og boltestål. Eventuelle korrosjonsproblemer vil selvsagt også ha stor betydning. En del av disse variable faktorene har man forsøkt å få svar på ved mekaniske og visuelle undersøkelser av kjerneutborrede fjellbolter.

b) Utboring

Utboring av mørtelinnstøpte bolter er foretatt i Haukelitunnelen. Arbeidet ble utført av Hagby Bruk A/B, og borutstyret en Diamec 251 er konstruert av entreprenøren. Borkronen hadde en ytre diameter på 145 mm som ga kjerner med diameter 130 mm. Selve borutstyret monteres på fjellet fra korga på en hjullaster. Matebenken festes med ekspansjonsbolter i fjellet, og innretningen foretaes med et rør på boltehodet og et sikte på benken. Etter innjustering festes så bormaskinen på matebenken og boringen kan begynne. Matekraften har variert noe med bergarten fra 1500-1000 kg (gneis-fyllitt). Forhold som har betydning for bortiden er ved siden av fjellets hardhet, boltens retthet, eventuelle problemer med innretting av boret og sist, men ikke minst, sprekkehyppighet i fjellet. Disse forholdene medførte ofte stopp i boringen og opp til 100% økning av bortiden. Firmaet Haby Bruk A/B har etter de siste opplysninger vi har fått, utviklet utstyret videre slik at utboring nå skal kunne utføres raskere og enklere.

c) Undersøkelser

Bergarten i Haukelitunnelen består i det alt vesentlig av ulike typer gneiser samt kvartsdioritt og fyllitter. Tunnelen er sikret med utstøpinger, systematisk bolting samt platehvelv til vannsikring.

Fjellboltene er 2.40 m lange og 20 mm tykke kamstål K 500 S (bruddgr. 700 - 800 N/mm^2, ~ 22-24 tonn) med påsveiset firkantplate i enden, dimensjon 100 x 100 x 5 mm. Hverken bolt eller firkantplate var varmforsinket eller utstyrt med annen form for

korrosjonsbeskyttelse. Boltene var montert i årene 1968 og 1969 altså rundt 18 år gamle da boringen fant sted høsten 1985.

		Fyllitt	Granittisk gneis	Totalt
Antall utborede bolter i de ulike bergarter		16	3	19
Antall bolter med innfestingsfeil i de ulike bergarter		2	-	2
Korrosjon	Litt	7	2	9
	Noe	1	-	1
	Mye	2	-	2

Tabell 1.
OVERSIKT OVER UTBORDE BOLTER HAUKELITUNNELEN.

I tabell 1 er det gitt en tallmessig oversikt over antall utborede bolter i de ulike bergarter samt innfestingsfeil og korrosjon. Det er boret ut flere bolter i fyllitt enn i gneis, dette fordi det meste av boltingen er foretatt her.

Når det gjelder store innfestingsfeil så har man kun registrert dette på to bolter. Det klassiske problemet med vanngjennomstrømning i borhullet har her vasket ut mørtelen før den har fått tid til å størkne. Dette har medført til dels mye rust på disse boltene (2 stk.). Prøver av lekkasjevannet viser PH i området 7.77-7.85, Cl innhold fra 0.5-2.1 mg/l og et SO_4 innhold fra 16.0-130.0 mg/l.

Korrosjonsbildet på de dårlig innfestede boltene har dels utviklet seg til ordinær overflatekorrosjon og dels grunn groptæring. Ifølge svenske undersøkelser ligger ordinær korrosjonshastighet på bolter i området 0.02-0.03 mm/år, mens groptæring kan ligge i området 0.1-0.2 mm/år. Når det gjelder groptæring, ligger våre bolter gjennomgående rundt 0.1 mm/år eller noe mindre. Lekkasjevannets nøytralitet er trolig den viktigste årsaken til dette.

En annen klassisk feil som viste seg på flere av boltene var at man hadde brukt noe tynn sementmørtel. Dette medførte at man under inndriving av boltene ofte vibrerte bort 5-15 cm nærmest bergoverflaten. Dette kan selvsagt motvirkes noe ved bruk av pussegarn etc. i hullåpningen. Bruk av for sterk sementblanding kan medføre svinnsprekker, men dette er ikke observert. Etter de opplysninger vi har innhentet ble det i overveiende grad

benyttet Betokem EXM som gysemørtel. Denne er tilsatt ekspanderende stoffer som reduserer eller fjerner det plastiske svinnet. Terningtrykkfastheten for gysemørtelen anslåes å ligge nær 45 MPa, bortsett fra større vannførende sprekkeområder hvor en viss utvasking har funnet sted.

Blant de boltene som hadde feilfri innfesting er det ikke funnet noen tegn til korrosjon.

Fig. 1.
FOTO AV KORROSJONSSKADER PÅ PLATE
(foto J.P. Åsvold)

For bedre å få svar på om det har skjedd noen reduksjon av gysemørtelens fasthet har man kuttet opp borkjærner i 10 og 15 cm lange stykker. Disse er blitt prøvetrukket og resultatene er listet opp i tabell 2.

Nr	Bruddbelastning	Lengde prøvestykke	Bergart
1	19.5 tonn	15 cm	Fyllit
2	19.8 tonn	15 cm	Gneis
3	21.9 tonn	15 cm	Gneis
4	18* tonn	15 cm	Fyllitt
5	19,6* tonn	10 cm	Fyllitt
6	17,5* tonn	10 cm	Gneis
7	11.5* tonn	7 cm	Fyllitt

* Brudd mellom gysemørtel og stål.

Tabell 2.
DATA FRA PRØVETREKKINGSFORSØK.

Før prøvetrekking ble kjærnen innstøpt i stålsylindere for å hindre oppsprekking av borkjærnen under trekkingen. Resultatene må sies å være meget gode, selv en borkjærne med en kryssende sprekk hvor bare 7 cm av bolten (prøve nr. 7) var 100% inngyst, fikk ikke brudd før ved 11.5 tonn.

Fig. 2
FOTO AV GYST BOLT, BRUDD I STÅLET
(splittet kjerne).

POLYESTERFORANKREDE BOLTER

a) Generelt

På bakgrunn av at de fleste nyere vegtunneler er sikret med bolter som er endeforankret med polyestermasse, ble det satt av midler til utboring og testing av polyester og bolter i 1984.

Polyesterforankring ble så vidt vi vet første gang brukt i større omfang i Vegvesenet i 1970.

Metoden har en rekke praktiske og økonomiske fordeler idet den kan kombinere arbeidssikring med permanent sikring. Boltene er omtrent like raske å sette inn som ekspansjonsbolter, samtidig som boltene tar opp store krefter etter få minutter, og senere kan inngå i den permanente sikringen.

Boltene kan strammes opp til ønsket forspenning for å hindre blokksig og dilatanse i bergmassen omkring bolten. Dette er fordeler en ikke har med innstøpte bolter etter bergjet- og perfometoden.

Det knytter seg imidlertid noe usikkerhet omkring langtids-egenskapene til polyestermassen og korrosjonsfaren for bolten, selv om boltene skal være varmforzinket. Disse forholdene vil variere sterkt med kjemisk miljø (korrosjon) og spenninger i polyester og stål. Disse faktorene ble forsøkt kontrollert under forarbeidet med utboring av boltene.

Polyesterpatronene var av typen Selfix, som er av samme fabrikat som den senere så meget brukt Celtite. Boltene var 2,4 m lange med diameter 20 mm, og var festet i Ø32 mm borhull som var boret med knematere. Bergarten er en båndet gneis med kvarts og feltspat som hovedmineraler.

b) In situ testing og utboring

Arbeidet ble lagt til Vadheim-tunnelen i Sogn, som ble drevet og ettersikret i 1971 til -72. Forut for utboringen ble det gjennomført en in situ testing av 223 bolter ved hjelp av et boltometer, som er et ultralyd-instrument. Boltometeret kan ved hjelp av signaler og mottaker gi et bilde av innfestingsgraden av boltene.

Boltometeret ble brukt ca. 800 m inne i Vadheimtunnelen, hvor det er boltet systematisk mot avskalling p.g.a. dalsidespenninger. Ved hjelp av boltometeret kunne innfestingen av boltene deles in i 3 klasser, A (god), B (middels) og C (dårlig).

Et av de boltometertestede områdene i tunnelen ble valgt for utboring av bolter. Området ble kartlagt med hensyn til vannlekkasjenes fordeling. Det var også planlagt å måle oppspenningen av boltene før utboring. Det ble ikke gjennomført av flere årsaker.

Beskrivelse av boltometerundersøkelsene er gitt i intern rapport nr. 1185 fra Veglaboratoriet. Det var planlagt å bore ut 10 - 15 bolter, men på grunn av omprioritering av bevilgningen og tekniske problemer under boringen ble det ikke boret ut mer enn 3 bolter.

Borutstyret som ble brukt var en Diamec 251, konstruert av Hagby Bruk A/S. Borkronens ytre og indre diameter var henholdsvis 101 og 89 mm. Innrettingen av borkronen i forhold til boltens retning viste seg å være vanskelig. Selv med åpent borhull omkring bolten var det problemer med å innrette sikterøret p.g.a. feil dimensjoner i forhold til boltens og borhullets diameter og bøyde bolter . Selve bormaskinen ble festet til bergover-flaten ved hjelp av fire ekspansjonsbolter og to regulerbare støtteben. Mange boringer måtte avbrytes p.g.a. feil retning. Det var klart at disse problemene hadde blitt mindre med større diameter på borkronen.

Utboringen ble foretatt fra nederste bolterast i tunnelveggen som vist på fig. 3. En av boltene ble boret utfra vannførende hull, mens de andre to var tørre. Tiden forut for utboringen var preget av lite nedbør, slik at lekkasjene i perioder kan være mer utbredt enn under utboringen.

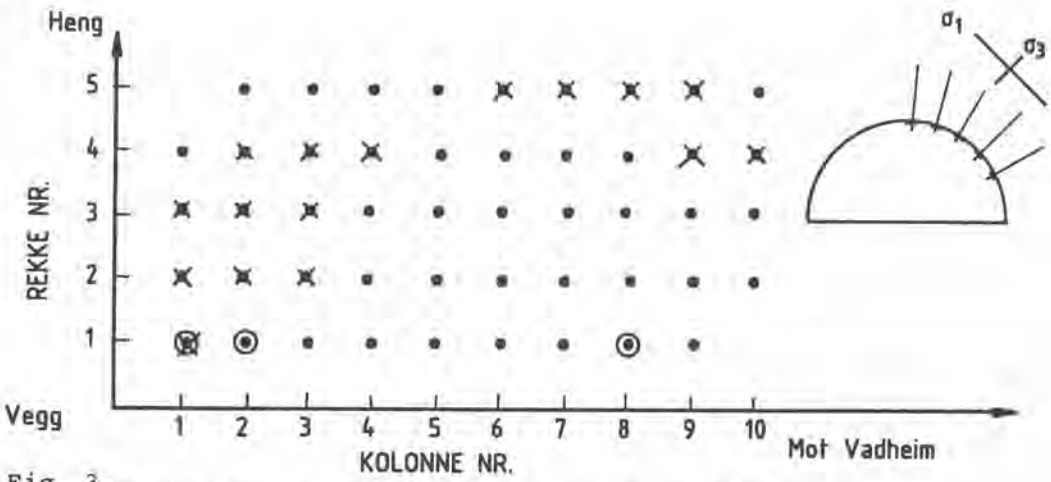


Fig. 3.
OVERSIKT OVER UTBOREDE BOLTER I VADHEIMTUNNELEN.
o Utborede bolter
x Vann i boltehull

c) Testing av polyestermasse

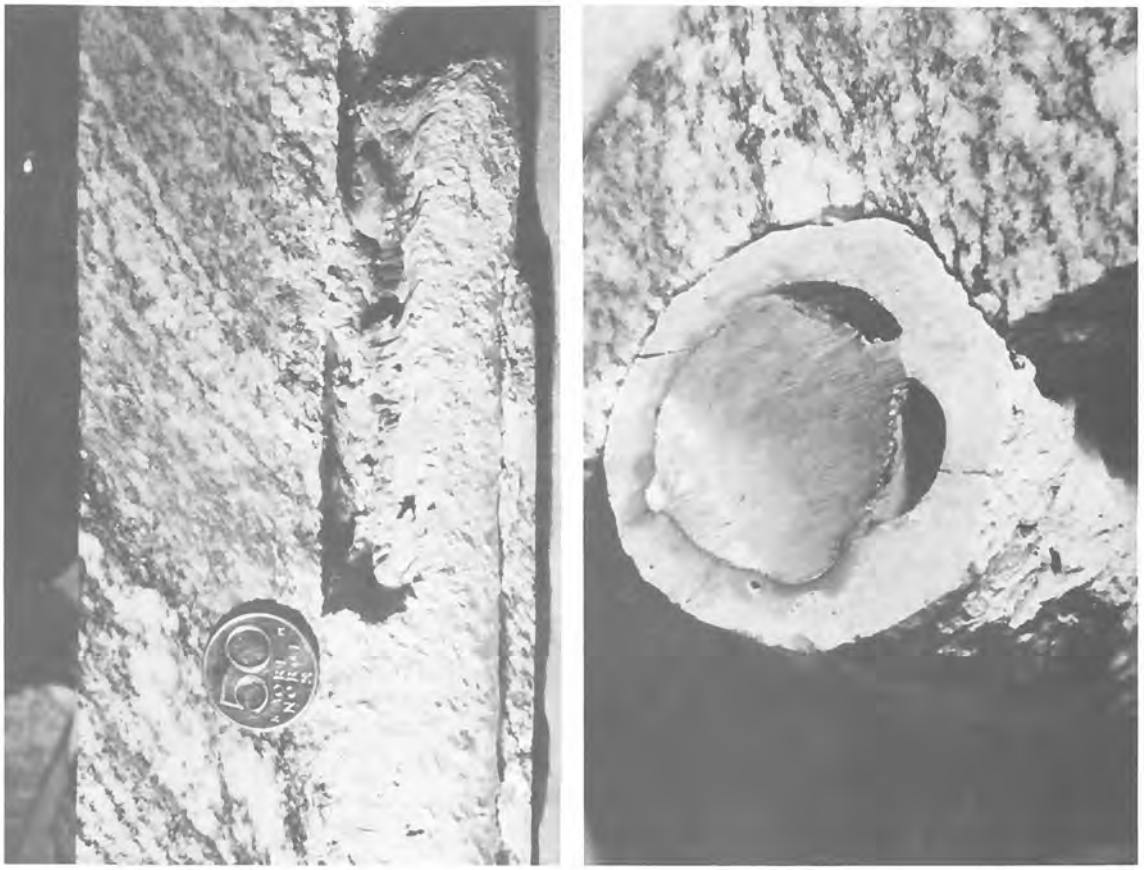
Etter utboringen ble bergsylinderen som omga boltene med polyesterkappe saget både på tvers og på langs, slik at polyesterkappen og bolten ble frigjort for visuell inspeksjon og materialteknisk testing.

To av de utborete boltene var av boltometeret klassifiset som "god", mens en var klassifisert som "dårlig". Se tabell 3.

	Vann i borhullet	Boltometer-klasse	Innfesting	Korrosjon under polyester	Korrosjon på fri bolt
Bolt 1,1	Ja	god	noen hulrom	nei	svak
Bolt 2,1	nei	god	god omslutning	nei	svak
Bolt 8,1	nei	dårlig	manglet innfesting	nei	svak

Tabell 3
OVERSIKT OVER BOLTENES KVALITET.

Den ene bolten (1,1) hadde avlange hulrom i polyestermassen langs boltens ene side i lengder opptil 10 cm. Som regel var det et lag av polyester på bolten innefor hulrommet. (Se fig. 4a.)



a) b)

Fig. 4
"LANGSTRAKTE HULROM I POLYESTERKAPPEN"
(Foto E. Grimstad)

Sannsynlig årsak til disse hulrommene er at polyestermassen kan ha seget utover i borhullet under eller etter rotasjon. Med normal forankringslengde (45 cm) vil imidlertid polyestermassen selv med hulrommene tåle mer enn boltens bruddlast. Noen av hulrommene skyldes sannsynlig spor etter boltens kammer etter en litt for sen rotasjon (se fig. 2b).

Bolt 2,1 hadde en ubrutt polyesterkappe i hele forankringslengden (se fig. 5).

Fig. 5
"GOD KONTAKT TIL POLYESTERMASSEN I BOLT 2.1".
(Foto E. Grimstad)

Bolt 8,1 som ble klassifisert som dårlig av boltometeret hadde så dårlig innfesting at bolten kunne beveges i borhullet (se fig. 6) polyestermassen var her fordelt med et tykt og jevnt fordelt lag på borhullsveggen og et tynt lag på mesteparten av bolten. En del mindre ujevnheter i polyestermassen hindret at bolten kunne trekkes ut av borhullet med håndmakt.

Fig. 6.
"DÅRLIG INNFESTING AV BOLT 8,1"
(Foto E. Grimstad)

Årsaken til den manglende forankring er høyst sannsynlig at bolten har vært rotert for lenge etter påbegynt herding i polyestermassen.

For alle tre boltene var kontakten mellom polyestermasen og borhullsveggen god. Ruheten i borhullsveggen hadde jevnt over en amplitude på ca. 1 mm og en bølgelengde på 2-4 mm. Ruheten ser ut til å være styrt av mineralkornenes størrelse og form. Heften mellom polyestermasse og borhullsvegg ved bevegelse vinkelrett kontaktflaten var dårlig, slik at ruheten er avgjørende for skjærfastheten i kontaktflaten.

De utsagede stykker av polyestermassen ble testet både kjemisk og med hensyn til mekanisk styrke ved Statens Teknologiske Institutt (STI). Til sammenligning ble det utført testing av nyblandet polyester fra polyesterpatroner av type Du Pont ARS1 som brukes i fjellanlegg i dag.

Fra fabrikken Selfix/Celtite er følgende data for polyester-massen oppgitt:

De kjemiske komponenter var de samme i 1971 som i dagens produkter. Stivnetid for de hurtigste polyesterpatroner fra 1971 var 2 min ved 10°C.

Garantert levetid med uendrt mekanisk styrke er 20 år for polyester produsert i 1971, og 50 år for polyester produsert i 1985.

Trykkfasthet	84 MPa
Strekkfasthet	18 MPa
Skjærfasthet	28 MPa
E-modul	9 GPa
Spesifik vekt	1,85 g/cm^3

STI gjennomførte parallelle tester på tre prøveserier:

a) Selfix fra utborede bolter
b) ARS1 Du Pont for 32 mm borhull og
c) ARS1 Du Pont for 45 mm borhull

Mengde og type av uorganiske fyllstoffer ble testet ved utbrenning av organisk materiale og ved hjelp av røntgenspektrometri, på Scanning Elektron Mikroskop. Resultatet går fram av tabell 4.

	Mengde filler	Grunnstoffer i %						
		Al	Si	Cl	Ca	Fe	Cu	Zn
Selfix 13 år	44,5%	0,4	3,1	4,2	91,6	0,2	0,5	0,0
Du Pont 27 mm	43%	1,3	0,5	1,5	95,5	0,2	0,4	0,4
Du Pont 40 mm	43,9%	0,3	1,6	3,1	92,1	1,0	1,6	0,3

Tabell 4.
FYLLLSTOFFER I PLYESTERMASSENE

Dette bekrefter at det vanlige fyllstoffet kritt (hovedsakelig $CaCa_3$) også er brukt i alle tre polyester-typene.

For de samme tre polyestertypene ble det gjennomført prøveserier med hensyn til trykkfasthet og E-modul. Tallene som er gjengitt i tabell 5 er gjennomsnittstall.

	Trykkfasthet σ_c N/mm²			E-modul E N/mm²		
	–	Max	Min	–	Max	Min
Selfix 13 år	54,5	81,4	42,4	5077	7612	3198
Du Pont 27 mm	58,6	77,6	37,0	3313	4455	1939
Du Pont 40 mm	49,0	59,6	44,1	3882	4903	2468

Tabell 5.
TRYKKPRØVING

Trykkprøvingen ble utført ved SI etter utboring av Ø 6 mm prøvestykker som ble planslipt i endeflatene. Under trykkingen ble det utført kontinuerlige målinger av kraft og deformasjon. Tabell 5 viser at trykkfastheten ligger på samme nivå i alle 3 prøveserier, mens E-modulen er noe høyere i de 13 år gamle Selfix-patronene. Dette kan muligens tolkes som etterherding. Det er også mulig at Selfix i utgangspunktet har høyere E-modul enn de nyere Du Pont. (Jfr. oppgitt E-modul = 9 Gp fra Selfix/-Celtite.)

For å finne eventuell forskjell i materialstrukturen er de ulike typene polyester undersøkt i elektronmikroskop før og etter prøvetrykking. Rissene som oppstår under trykkprøving har et hovedmønster av konsentriske ringer. Ingen registrerbare forskjeller ble observert i de tre polyestertypene. Det er kjent at rissdannelse vanligvis starter ved en vedvarende belastning på ca 1/3 av bruddlast.

En slik mikrorissdannelse som følge av spenninger i polyestermassen vil føre til høyere vannopptak i polyestermassen enn normalt.

I de utførte prøveseriene viste imidlertid den gamle polyestermassen mindre vannopptak enn den nye Du Pont polyestermassen. Etter 24 t i vannbad ble følgende vannopptak notert:

Selfix	0,15%
Du Pont ARS1 27 mm	0,28%
Du Pont ARS1 40 mm	0,56%

Full likevekt i neddykket tilstand med et vannopptak på opptil 2% vektøkning vil normalt ta ca 1/2 år.

Selv om det knytter seg noe usikkerhet til manglende langtidsherding i Du Pont-polyesteren, underbygger disse vann-

opptakprøvene at det ikke har skjedd noen nedbrytning i Selfix-polyesteren etter 13 år.

d) Korrosjon

Forut for utboringen av boltene ble det oppgitt at boltene var varmforzinket. Etter visuell bedømmelse av boltene ble det reist spørsmål om boltene kunne ha vært varmforzinket, da boltene for det meste besto av svartstål. De senere røntgenspektrometriske undersøkelsene utført ved STI viste ingen spor av zink, hverken på åpne bolteflater eller i partier som hadde vært beskyttet av polyestermasse.

De delene av boltene som hadde vært innstøpt i polyester-masse viste en jevn svartstålflate uten korrosjonsangrep. De delene av boltne som hadde stått fritt i borhullet hadde noen få steder rester av et grått belegg, som sannsynlig må ha vært en maling eller primer. Disse delene av boltene hadde stedvis en svak overflatekorrosjon (rustfarging) og noen få steder groptæring < 1/2 mm dyp. Groptæringen var hyppigst i boltens/borhullets indre del nærmest polyester-kappen og særlig i borhullets ytre del nær tunnelloverfla-ten. Den delen av boltene som stakk ut av borhullene var desidert sterkest korrodert. 1 - 1,5 mm av boltenes radius var tæret bort, samtidig som ca. 1/2 mm av gjenværende gods i bolten besto av jernoksyd. Den opprinnelige diamteren på 20 mm var i gjengepartiet som sto ut i tunnelen redusert til 15-16 mm i stål.

Dt ble ikke observert noen signifikant forskjell i korrosjonen på boltene fra våte og tørre borhull. Det må imidlertid tas forbehold om mulige variasjoner i lekkasjebildet.

e) Sluttord

På bakgrunn av de undersøkelsene som er utført til nå kan en som en foreløpig konklusjon si at polyestermassen etter 13 år i tunnelmiljø ser ut til å ha de samme kjemiske elementene og materialtekniske egenskapene som en nyblandet polyestermasse. Eneste unntak er en 30% høyere E-modul, som kan skyldes etter-herding eller en stivere masse i den gamle polyestertypen.

De foretatte undersøkelsene viser at innsettingsprosedyren for polyesterforankrede fjellbolter må følges meget nøyaktig for å oppnå et godt resultat.

Det er flere viktige faktorer en bør passe på ved innsetting av polyester-endeforankrede bolter.

a) Sørge for at polyestermassen ligger innerst i borhullet og blir kontinuerlig etterpakket under rotasjonen. (Matefjær.)

b) Roteringen må opphøre i god tid før herdingen starter. (Herdetiden vil variere med polyestertype og temperatur.

c) Bolten må være helt rett, ellers vil kast i bolten lage store hulrom under rotasjonen.

d) Når rotasjonen er avsluttet må bolten låses i borhullet med f.eks. et renskespett før reversering av rotasjonsdrillen.

De utborede boltene viste en svak korrosjon. Dette ville vært hindret hvis boltene hadde vært varmforzinket. Ved kontinuerlig rennende vann (pH ~ 7) vil zinkbelegget bli tæret bort med en hastighet på 0,01 mm år. Når zinkbelegget er tæret bort vil korrosjoen av det rene stålet gå ca. 10 ganger fortere. Ved store lekkasjer i boltehullene vil et zinklag ha ca. 15 års levetid. Et overtrekk av plast, lakk eller primer utenpå zinklaget vil hindre eller forsinke denne prosessen. Det er imidlertid usikkert hva som kan skje med stålet om en får dype sår gjennom både plast- og zinklag. Plasten vil kunne hindre zinken i å virke som offeranode.

Problemene omkring korrosjon og valg av egnede materialer er meget komplekst og avhengig av ytre betingelser, som spenningsnivå i bolten, pH-verdi, sulfatinhold, CO_2 og metallioner i lekkasjevannet. Det står igjen en mengde ugjort arbeide med hensyn til å avpasse valg av boltetype med hensyn til bruksområde og det miljø den skal virke i.

Som en del av dette arbeidet er det ønskelig å fortsette utboringen av bolter fra flere fysiske og kjemiske miljøer for etterfølgende testing.

Referanser

1. J.P. Åsvold: "Boltometerundersøkelser i Vadheimtunnelen" Intern raport nr. 1185. Veglaboratoriet.

2. J.P. Åsvold: "Utboring av 13 år gamle bolter i Vadheimtunnelen" Intern rapport nr. 1189. Veglaboratoriet.

STORSKALA PENETRASJONSFORSØK I NORDSJØEN

LARGE SCALE PENETRATION TEST IN THE NORTH SEA

Sivilingeniør Tom R. Guttormsen, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Verdens største penetrajsonsforsøk offshore ble planlagt og vellykket gjennomført på Gullfaks feltet i Nordsjøen i 1985. På mer enn 200 meters vanndyp ble en storskala teststruktur (360 tonn) presset 22 meter ned i sjøbunnen på to steder for å skaffe viktig informasjon til design av den planlagte Gullfaks C gravitasjonsplattformen som skal installeres i 1989. I artikkelen presenteres instrumenteringsprogrammet, hvordan teststrukturen oppførte seg på feltet og noen resultater fra storskalatesten.

Presentasjonen er en redigert utgave av artikkelen: "Large Scale Penetration Test at a Deepwater Site". av T.I. Tjelta, Statoil, T.R. Guttormsen, NGI og J. Hermstad, Norwegian Contractors, Ref /1/.

SUMMARY

The largest offshore soil penetration test ever undertaken was planned and carried out in 1985 in the Gullfaks Field, North Sea. In more than 200 m water depth was a large scale test structure (360 tonnes) twice penetrated successfully 22 m into the seabed to give important information for the design of the Gullfaks C fixed concrete platform to be installed in 1989. The paper presents the instrumentation program, field performance and results from the offshore large scale penetration test.

The presentation is an edited version of the paper: "Large Scale Penetration Test at a Deepwater Site". by T.I. Tjelta, Statoil, T.R. Guttormsen, NGI and J. Hermstad, Norwegian Contracters, Ref /1/.

INTRODUCTION

The CONDEEP Gullfaks C platform, ordered by Statoil in 1986 with scheduled installation in 1989, will be the largest and heaviest offshore concrete structure ever installed. Designed for 220 m water depth it has a displacement of more than 1.4 million tonnes which is twice the size of previously installed platforms. This huge fixed platform which represent an investment of 14 billion NOK ($ 1.8 billion) is however, offered one of the most complex and poor sites in the North Sea to date, Fig. 1. At the planned location on the slope of the Norwegian Trench, the upper 45 m of soil consists of normally consolidated clay and relatively loose clayey and silty sands.

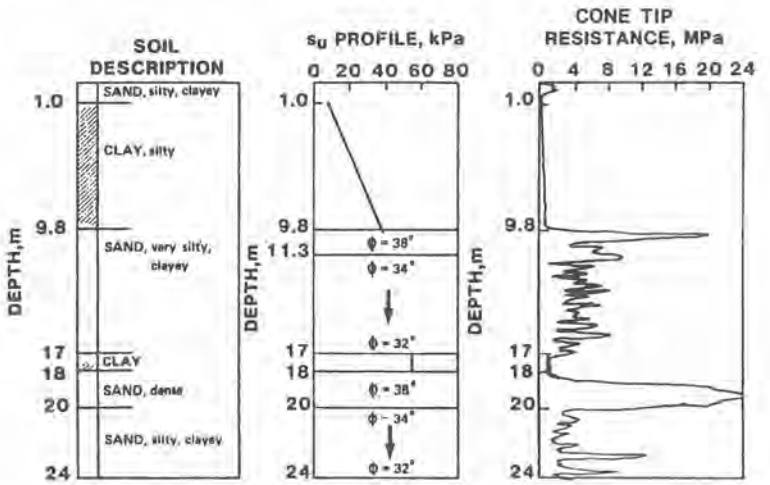


Fig. 1 SUMMARY OF SOIL CONDITIONS

The platform will have 1400 running metres of 22 m high concrete skirts penetrated into the seabed. These skirts will consist of circular cells with diameter 24 m and wall thickness 0.4 m.

During the foundation design it became evident that the penetration of these 22 m high platform skirts, which were required for stability reasons, could become difficult. Predicted skirt penetration resistance exceeded the available driving force from the structural submerged weight and ballast water, and it was realized that underbase suction most probably would be required to achieve the required driving force. Even with this additional force, the platform had a rather low margin against penetration refusal.

Facing this fact, the Statoil geotechnical staff and Gullfaks C project team members decided to perform a large scale field test at the Gullfaks C site by penetrating a segment of the skirt wall into the seabed. This was done to improve the confidence in the predicted soil response and to clarify uncertain aspects with respect to penetrating the 22 m high concrete skirts.

Statoil commissioned Norwegian Contractors (NC) to have the general responsibility of the large scale test which was considered as an extended soil investigation. Norwegian Geotechnical Institute (NGI) was acting as geotechnical consultant, and NGI was also responsible for the detailed design, manufacturing, commissioning and operation of the instrumentation system. The data acquisition system was designed in a joint effort between NGI and the Centre for Industrial Research (SI), Oslo.

DESCRIPTION OF THE TEST UNIT

Structural

The 360 tonnes heavy test unit, Fig. 2, was made up especially to fit Gullfaks C conditions. The test unit chosen consisted of two steel cylinders with nominal outer diameter of 6.5 m and 35 mm wall thickness linked with an instrumented concrete panel. The concrete panel had a height of 23 m and a rectangular cross-section (2.4 m x 0.4 m), simulating a skirt section of the prototype. As penetration resistance was considered to be one of the major unknowns, it was decided to protrude the concrete panel 3 m ahead of the steel cylinders. The upper part of the steel cylinders was stiffened by three horizontal ring stiffeners extending 20 cm outside the steel cylinders at 3.6 m intervals in order to prevent buckling of the cylinders when applying inside suction. The upper end of the steel skirt cylinders were capped with steel end closures. The end closure plates were stiffened by radial stiffeners at 15° intervals.

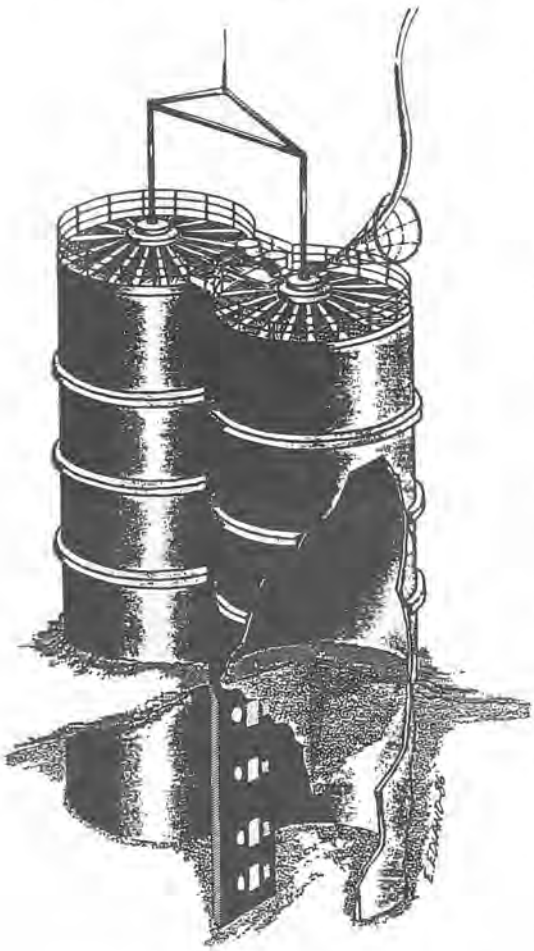


Fig. 2 GENERAL VIEW OF THE TEST STRUCTURE

Instrumentation and data acquisition

The test structure was equipped with 13 instrumentation systems (Table 1, Fig. 3) and 70 measuring points to monitor and control structure behaviour during testing and to collect geotechnical information.

Type of measurement or system:	Number of transducers:
Load Cell	6
Earth pressure	12
Pore water pressure	14
Soil friction	12
Skirt water pressure	4
Draught	2
Strain in concrete skirt panel	4
Gas detection	2
Bottom clearance	2
Inclination, biaxial	4
Cone penetrometer	2
Flow meter	2
Echo sounder	4

Table 1. MEASUREMENT SYSTEMS AND NUMBER OF TRANSDUCERS

All the instruments and instrumentation concepts had been extensively used in earlier monitoring programs for structures in the North Sea, except for the instrument used for measuring wall friction. To ensure maximum redundancy all systems were equipped with duplicate transducers, most of them with two sensors. One of each pair of instruments was hooked up to separate junction boxes, and separate multicore cables transmitted signals from each junction box to the data acquisition system.

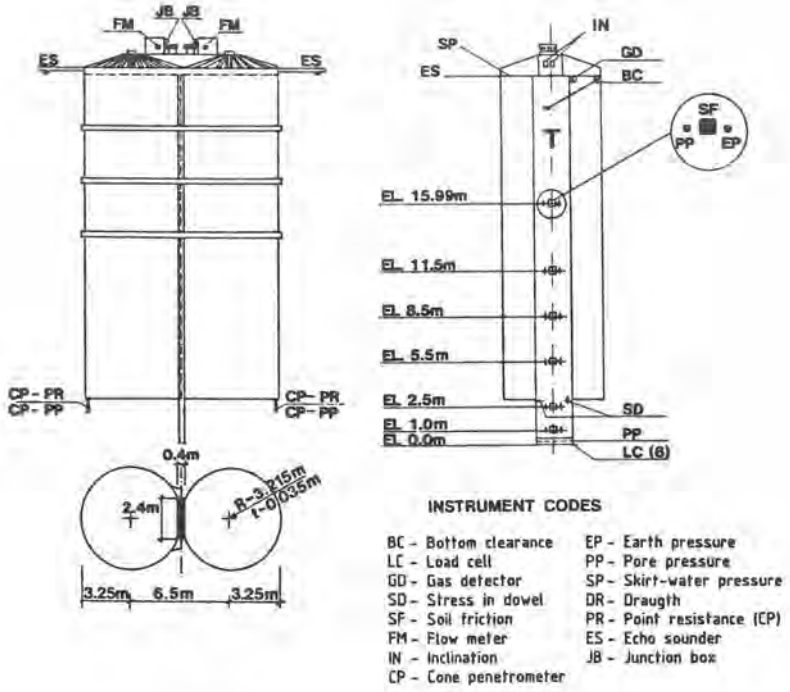


Fig. 3 LOCATION OF INSTRUMENTS

Among the 70 data collection points, the two protruding cone penetrometers failed immediately. Both were torn off by relative movement between structure and soil. Apart from this structural problem, all systems responded satisfactorily under both tests.

The data acquisition system was located in a control room on the crane vessel. All the transducers were connected directly to a main interface with no part of the acquisition system submerged. The interface supplied digital signals from each transducer to desk top computers which provided data display and data storage on tape.

Mechanical systems

The mechanical systems for safe operation and installation of the test structure included control of valves and hydraulic pumps used to create desired suction and excess water pressure in the skirt compartments. Water injection at tip of concrete panel and steel cylinders were also controlled. The mechanical and instrumentation centre was linked to the test unit by a 20 cm diameter umbilical, which accomodated all hydraulic and water hoses, as well as instrument signal cables.

MARINE OPERATION

Following an inshore commissioning and subsequent modifications, the test unit was transferred to McDermott's 2000 tonnes capacity heavy lift vessel DB101. The semi submersible vessel was chosen from a handling and operational capability point of view.

On site the test structure was upended using the main crane and then lowered along the vessel side where it was transferred to the constant tension winches on deck. The operations are shown schematically on Fig. 4. After completion of testing on Location 1, the barge moved in its original anchor pattern with test structure 10 meter clear of seabed, to test Location 2 which was approximately 300 m north east of Location 1.

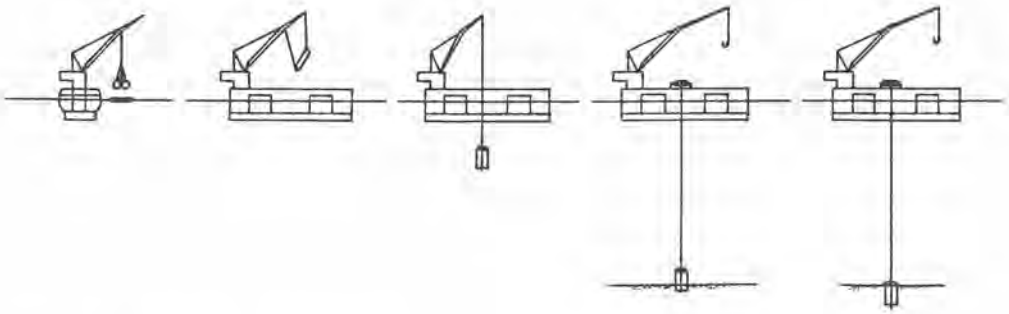


Fig. 4 MARINE OPERATIONS

TEST STRUCTURE INSTALLATION AND REMOVAL

The test structure was penetrated by its own dead weight using constant tension winches and suction within the steel cylinders, Fig. 5. Suction was created by pumps placed on the test unit discharging water out of the cylinder compartments. The water pressure was controlled from the operation center on deck, and the pressure in the two cylinder compartments was kept equal through water communication holes in the upper part of the steel cylinders. To reduce tip resistance, water was injected at the leading steel cylinder edges when penetrating the top sand layer. This was required because initial penetration was considered critical and a minimum winch load of 170 tonnes was required in order to prevent tilting.

Removal was accomplished by reversing the pumps and hydraulically "jacking" the unit out of the ground.

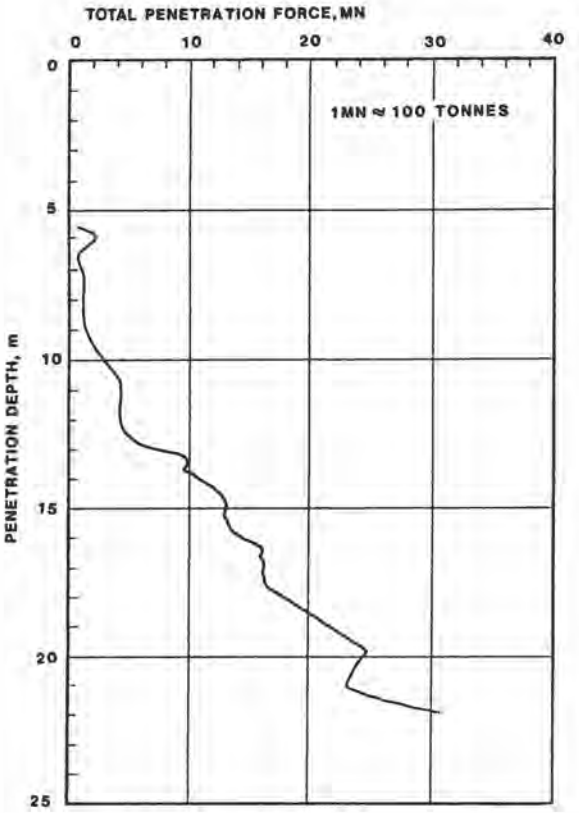


Fig. 5 TOTAL PENETRATION FORCE

TEST PROGRAM

Testing was performed at two locations 300 m apart, both approximately 150 m from center of Gullfaks C platform target area.

The main objectives with the tests were to observe tip resistance and wall friction on the concrete skirt panel, and to check the predictions and to learn about uncertain factors related to installation and operation. Such factors were:

- Scaling factor between Dutch cone, diameter 0.044 m, and concrete skirt with thickness 0.4 m. Literature studies report factors ranging from 0.3 - 1.0 in sand (Ref. /2/, /3/, /4/).

- Effect of water injection at skirt tip, ie. volumes required, pressure and time required, margin against liquefaction etc.

- Friction along skirt walls and horizontal stresses on walls due to large soil displacements.

- Effect of suction within skirt compartments and determination of maximum allowable suction.

- Set-up effects on wall friction and tip bearing capacity during temporary stops in penetration.

- Possible wall friction degradation due to cyclic loading.

Testing on Location 1 included variation of penetration rate, stopping for a relaxation test and observation of set-up effects. Furthermore, hydrostatic water pressure was injected at a filter on concrete panel tip, and a static compression and tension test together with a two-way strain controlled cyclic test, were performed. On test Location 2 the testing program included one-way stress controlled cycling at three different stress levels, and a hydraulic fracturing test. Detailed test programs at the two test locations are summariezed in Tables 2 and 3.

Depth m	Penetration rate m/hrs.	Test type	Comments
0-8	2.0		
8-14.5	0.5		- Same penetration rate as prototype. - Max point resistance observed 3.3 MPa.
14.5	Stop	- Relaxation test - Rate effect - Set up	- Suction in skirt compartment, - No set up effects observed.
14.5-17.5	1.0		- In clay at 16.5 m bearing capacity factor back calculated to 8.9
17.5-19.5	0.5		- Max point resistance 4.3 MPa. - Hydrostatic water pressure on concrete element tip at 18.7 m.
19.5	Stop	- Static compression and tension test - Cyclic test	- Hydrostatic pressure in skirt compartment, observation 8 hrs. - Cyclic testing strain controlled, amplitude A=±10 -20 cm (5 cycles)
19.5-21	2		- Max point resistance 2.5 MPa
21.0-0	3-4	Removal	

Table 2. TEST PROGRAM LOCATION 1

Depth m	Penetration rate m/hrs.	Test type	Comments
0-9	2		- As for test 1
9-11	1		
11-12.2	2	Hydrostatic water pressure on concrete element tip	- 12.2 m hydrostatic water pressure on concrete element tip. - 12.5m water injection on concrete element tip, excess pressure 150 kPa.
13.4	0.1	Hydraulic fracture test	- Flow and pressure observation on concrete element tip.
13.4-21.9	2.0		- Max point resistance 5 MPa.
21.9	Stop	- Consolidation - Cyclic testing	- Consolidation 18 hrs. Water flow stopped. - Cyclic testing, one-way stress controlled 1.5 hrs duration - 50 to -150 kPa 36 cycles - 50 to -200 kPa 16 cycles - 50 to -250 kPa 5 cycles
21.9-22.12	1.0		
22.1	Stop		Target depth
22.1-0	3-4	Removal	

Table 3. TEST PROGRAM LOCATION 2

TEST RESULTS

Testing on Location 1 was terminated at a penetration depth of 21.1 m, where maximum applied suction was 500 kPa, maximum resistance on the concrete panel tip was

4.8 MPa measured at 17.8 m depth. The previously measured Dutch cone penetration resistance in the same layer was 25 MPa. The final penetration depth on Location 2 was 22.1 m, and the maximum suction applied was 480 kPa, Fig. 6. The maximum tip penetration resistance registered was 5.0 MPa, or 4% higher than at Location 1. After reaching final penetration depth, retrieval started right away utilizing excess water pressure within the steel cylinder compartments, Fig. 6. The retrieval rate varied between 2-4 m/hrs. Testing on Location 1 took exactly two days while operations on Location 2 lasted for 34 hrs.

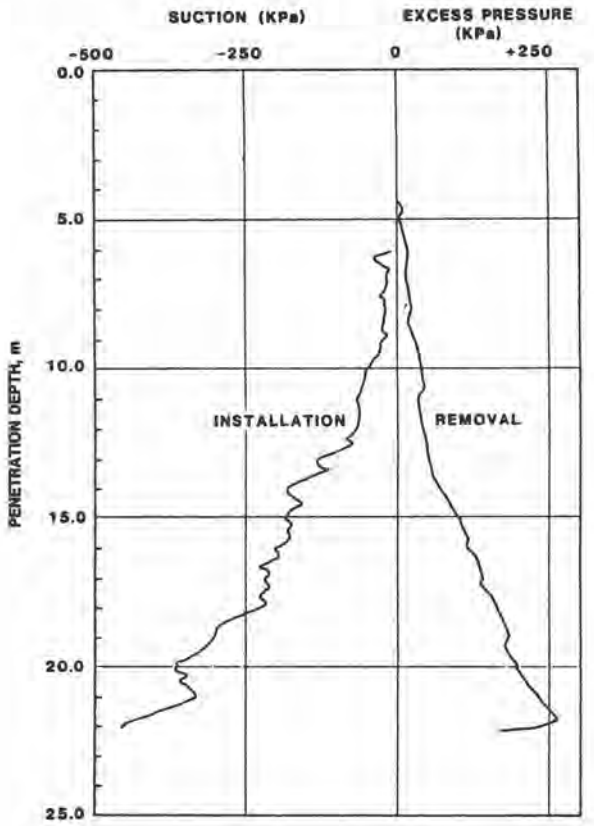
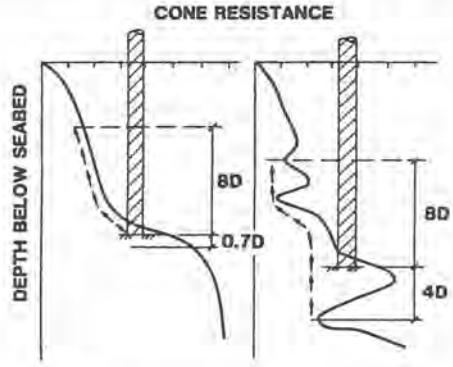


Fig. 6 SUCTION AND EXCESS PRESSURE IN STEEL CYLINDER COMPARTMENTS

Skirt tip resistance

An empirical method (Ref. /4/, Fig. 7), was applied to predict penetration resistance of the concrete panel tip. Measured and predicted penetration resistances agreed well as shown on Fig. 8. However, this may be fortuitous, because the influence of suction is not yet fully understood, and the applied empirical method does not take into account any effect of this unloading of soil at skirt tip level. Suction should be considered in a more general method which take into account the real stress situation close to the failure surface at the tip level.



$$q_p = \frac{(I+II)/2+III}{2}$$

KEY

D : Diameter of the pile
I : Average cone resistance below the tip of the pile over a depth which may vary between 0.7D and 4D.
II : Minimum cone resistance recorded below the pile tip over the same depth of 0.7D to 4D.
III : Average of the envelope of minimum cone resistances recorded above the pile tip over a height which vary between 6D and 8D. In determining this envelope, values above the minimum value selected under II are to be disregarded.
q_p : Ultimate unit point resistance of the pile.

NOTE

To account for geometry D = 0.5 used in predictions.

Fig. 7 EMPIRICAL METHOD APPLIED FOR PREDICTION OF TIP PENETRATION RESISTANCE

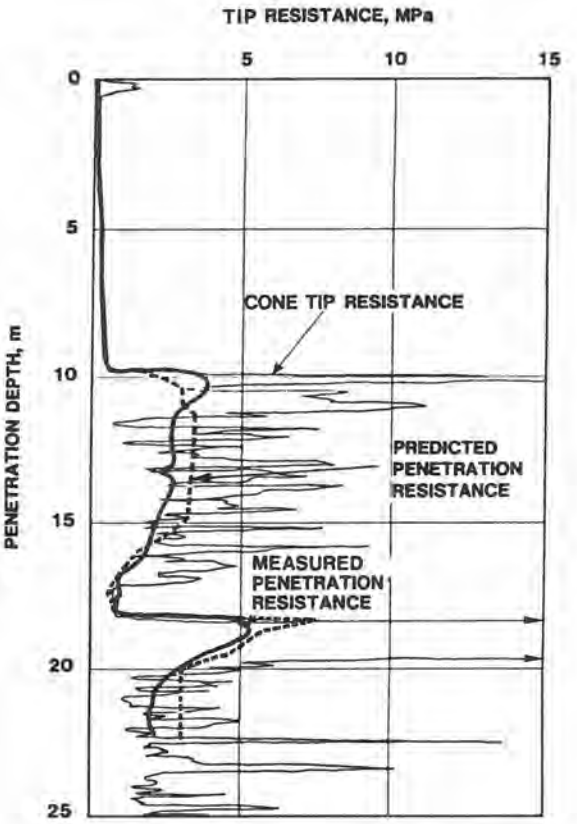


Fig. 8 MEASURED AND PREDICTION TIP RESISTANCE ON CONCRETE ELEMENT COMPARED TO IN SITU CONE PENETRATION TEST RESULTS

A comparison between measured tip resistance for the concrete panel and in situ Dutch cone penetration test results are shown in Fig. 8. The tip resistance for the concrete panel is 0.2 to 0.6 times the cone resistance in the sand layers, depending on clay content, density of sand and layering thickness.

In clay layers, no effect of suction was observed, and an undrained bearing capacity factor, N_c was backcalculated to be approximately 9, which is in agreement with theory for a deep foundation Ref. /5/.

The penetration rate for the two test locations varied from 0.5 - 2.0 m/hrs and included a few temporary stops. Neither the variation in penetration rate nor the stops had significant influence on measured tip penetration resistance. However, water injection with hydrostatic pressure at the concrete tip was observed to have significant influence on tip resistance in the sand with dilatant behaviour.

Wall friction

The measured wall friction observed is shown on Fig. 9. In contrast to tip resistance, wall friction depended on penetration rate, and negative set-up effects were observed. The wall friction was reduced by approximately 50% after 8 hrs. at 19.5 m depth at test Location 1, and after 18 hrs. at test Location 2 at 21.8 m depth. The pressure applied in the skirt compartments influenced the measured wall friction in sand. Backcalculated wall friction demonstrated that applied suction reduced inside wall friction significantly and that excess water pressure increased inside wall friction to some extent. Furthermore it was observed that soil may be draged down from one layer into another during penetration. It should be noted that measured friction is not fully in accordance with expected behaviour both with respect to soil stratification and wall friction degradation, Fig. 9.

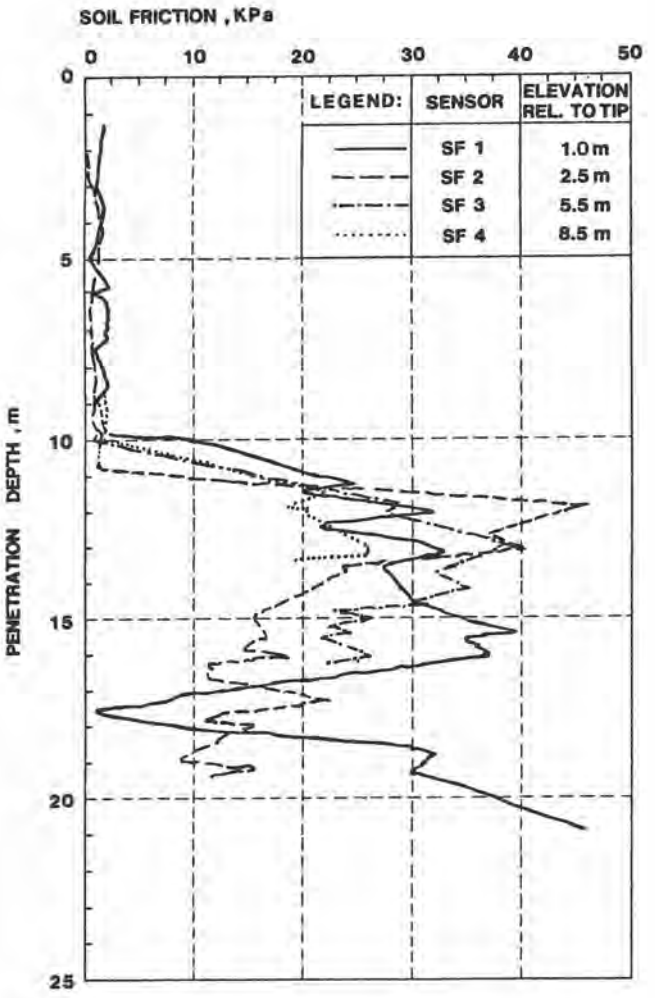


Fig. 9 OBSERVED WALL FRICTION

Hydraulic fracture test

At 13.4 m penetration depth at test Location 2, water with increasing pressure was injected on the concrete panel tip. Hydraulic fracturing was observed at a pressure equal to the effective overburden stress.

Cyclic testing

The mechanical equipment allowed for quick and controlled pressure changes within the steel cylinder compartments and was therefore used to create loads which gave one and two way cycling, both stress and strain controlled.

At test Location 1 penetration was stopped at 19.5 m, and the suction load was removed, ie. water pressure inside the steel skirt compartment was lowered from -450 kPa to hydrostatic. At this depth the tip of the concrete panel was resting in the soil stratum corresponding to final penetration depth for the Gullfaks C platform. After 8 hours of pore pressure observations, one performed a static compression and tension test before a two way cyclic strain controlled test. A summary of test results is shown in Fig. 10.

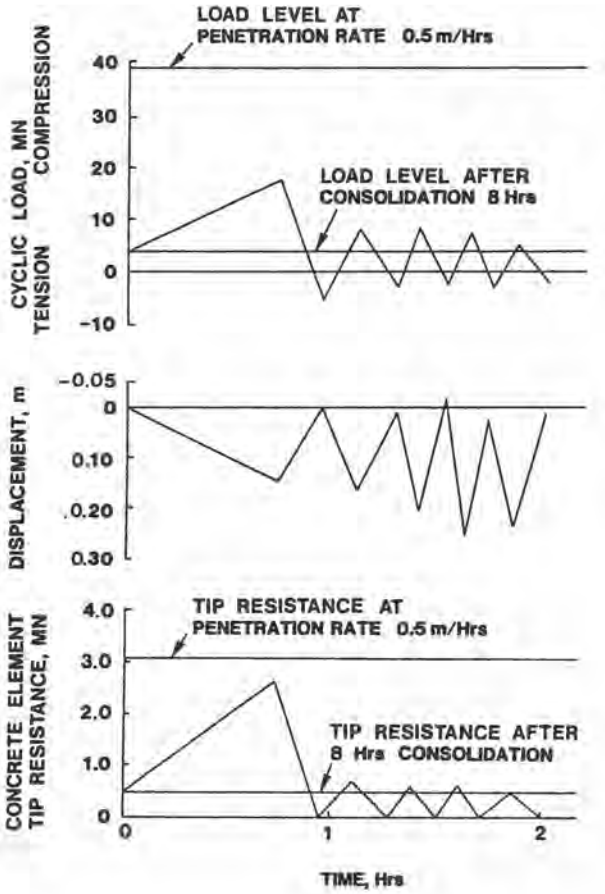


Fig. 10 SUMMARY OF CYLIC TEST RESULTS; LOCATION 1

At test Loaction 2 penetration was stopped at 21.9 m depth. All mechanical systems were shut down, all valves closed and a water pressure of -478 kPa equal to that required for reaching this depth, was trapped inside the skirt compartments. The water pressure decreased to 200 kPa over a period of 18 hrs while pore pressure dissipation was observed. After this period, a one way stress controlled cyclic test program was performed which included three load parcesls. The cycles had a period of approximately 1 minute, and the load was changed in an almost perfect sinusoidal fashion. During cycling at the lowest stress level, elastic response was observed with a slight increase of the inside bottom clearance most probably caused by unloading of the soil due to a decrease in the average pressure level. At the second, higher cyclic stress level a plastic displacement started to develop, and at the third stress level the plastic displacement accelarated. After 5 cycles the soil was brought to failure. During this test a dramatic reduction in total penetration resistance was observed, while the tip resistance was maintained, Fig. 11. The failure occurred at a cyclic load level corresponding to about 50% of the load required for initial penetration prior to the commencement of the cyclic tests.

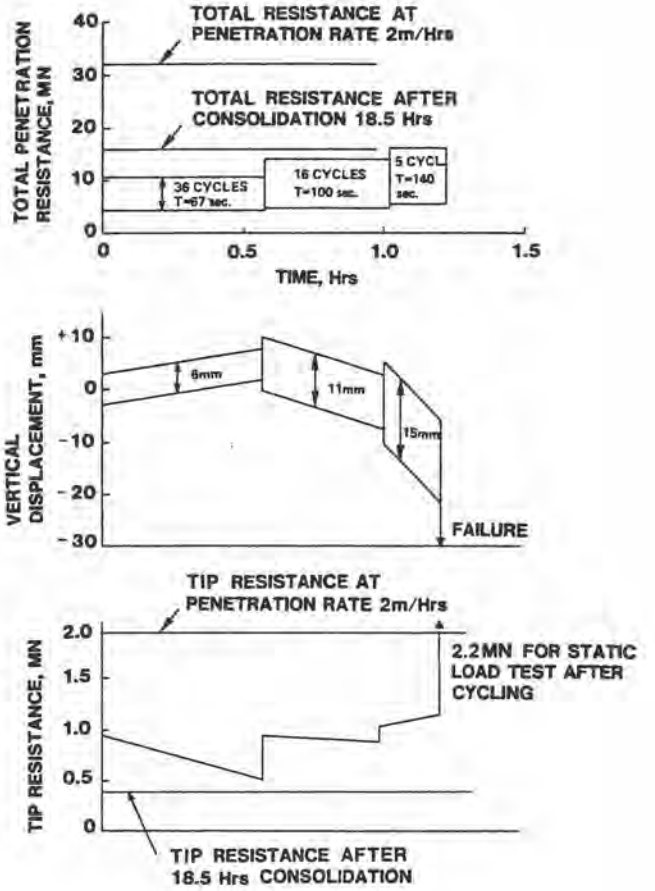


Fig. 11 SUMMARY OF CYCLIC TEST RESULTS; LOCATION 2

CONCLUSIONS

The main geotechnical observations during the two tests are summarized below.

- The penetration resistance of the concrete panel tip in the dense sand layer at 18-20 m depth, was much lower than expected, ranging from 0.20 to 0.25 of the in situ Dutch cone penetration resistance.

- The tip penetration restsinace in clay corresponds to the undrained bearing capacity and is not affected by suction.

- Wall friction in sand is significantly influenced by skirt compartment water pressure, decreased by suction, and increased by excess pressure.

- Wall friction in clay layers during penetration was $0.15 \cdot S_u$, and this is not believed to have been influenced by suction.

- Variation in penetration rate had small influence on tip penetration resistance.

- Cyclic failure load after consolidation was approximately 50% of pre-cyclic penetration force.

- The sea floor heave inside the steel cylinders was approximately 1 m. 60% of this is estimated to be due to displaced soil and 40% due to suction applied mainly in the last penetration stage.

- The soil reactions are believed to be highly dependent on soil permeability and time.

- No distortion of the steel skirts was observed due to the two penetration tests.

The successfully performed tests prove the feasibility of penetrating long concrete skirts through soft and stiff soils by means of dead weight and suction. This experience opens the way for a new generation of gravity base platforms with smaller base area and longer skirts, ie. skirt pile foundations.

ACKNOWLEDGEMENT

The author wish to thank his coauthors T.I. Tjelta, Statoil and J. Hermstad, Norwegian Contractors in the paper: Large Scale Penetration Test at a Deepwater Site, Ref. /1/ for their kind permission to edit the paper to fit Geoteknikkdagen format proceedings.

REFERENCES

1. Tjelta, T.I., T.R. Guttormsen and J. Hermstad (1986)
Large Scale Penetration Test at a Deepwater site.
Proceedings, OTC 5103, pp. 201,
18th Offshore Technlogy Conference Houston, Texas.

2. Analysis of full scale measurements on gravity platforms. Final report: foundation performance during installation and operation of North Sea concrete gravity platforms.
By T. Lunne and T.J. Kvalstad (1982) Oslo,
Norwegian Geotechnical Institute and
Det norske Veritas. 91p.

3. Olson, R.E. and D.G. Winter (1981)
Review and compilation of pile test results: axial pile capacity.
University of Texas, Austin. Department of Civil Engineering. Geotechnical engineering report, GR 81-14, pp 181-185.

4. Ruiter, J. de and F.L. Beringen (1979)
Pile foundations for large North Sea structures.
Marin Géotechnology, Vol. 3, No. 3, pp. 267-314.

5. Meyerhof, G.G. (1976)
Bearing capacity and settlement of the foundations: the eleventh Terzaghi Lecture.
American Society of Civil Engineers. Proceedings Vol. 102, No. GT3, pp. 195-228.

DYPUTGRAVINGER. DEFORMASJONER OG VIRKNING PÅ NABOSKAPET. ERFARINGER FRA UTFØRTE PROSJEKTER.

DEEP EXCAVATIONS. DEFORMATIONS AND EFFECTS ON SURROUNDING PROPERTIES. CASE RECORDS.

Sivilingeniør Ola Bruskeland, NOTEBY A/S, Oslo

SAMMENDRAG

Ved eksempler fra utførte utgravingsprosjekter i leire er det vist at dyputgravinger kan gi betydelige setningsgivende grunnvannsforstyrrelser, særlig der sikringskonstruksjonene avstives med skråstag til fjell. Videre kan forberedende arbeider ved etablering av sikringskonstruksjonen, spunting, underpinningsarbeider etc. føre til setninger som lokalt er av større betydning enn skjærdeformasjonene ved selve utgravingen. Grunnforsterkning med kalkpeler og trykkplater kan være virksomme metoder for å begrense deformasjoner.

SUMMARY

Case records from deep excavation in clay shows the occurrence of considerable disturbances in ground water levels, with resulting consolidation settlements. This is particularly noticable where excavation is supported by earth retaining structures using tieback anchorages to bedrock.

In addition, the initial phaces of installation of these structures, such as sheet-piling, underpinning etc., can result in settlements which, in total are of greater importance than settlements resulting from shear deformations during excavation itself.

The ground within the excavation may be strengthened by means of lime columns and temporary anchored base-slabs in order to limit the extent of deformations.

1. INNLEDNING

Det kreves stadig oftere at vi må forutsi virkningen av en utgraving på naboskapet.

Den "klassiske" sammenstilling av erfaringsdata vi gjerne griper til for å besvare spørsmålet er Peck's (1969) diagram for spuntede, innvendig avstivede utgravinger, fig. 1.1.

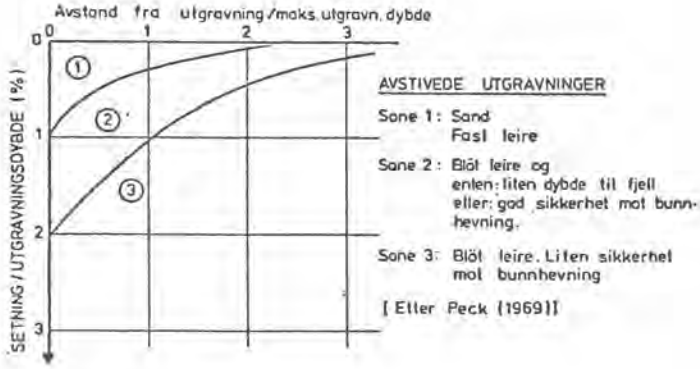


Fig. 1.1

For bløte til middels faste leirer typisk for prosjektene som skal omtales, kan det ifølge diagrammet vanligvis ventes maks. setninger i størrelse 1 - 2% av gravedybden. Utgravingen kan videre påvirke et område med utstrekning inntil 2 - 4 ganger gravedybden. Setningenes størrelse og utstrekning øker med økende dybde til fjell, med lav sikkerhet mot brudd og med hvor lang tid utgravingen står åpen. Setningene er også avhengig av spuntkonstruksjonens stivhet, spesielt ved lave sikkerheter mot bunnoppressing. Med stivhet tenkes ikke bare på spunten, men også selve stiversystemet. Forspenning av stivere bidrar vesentlig til å minske deformasjonene.

Et erfaringsdiagram fra to stagforankrede, spuntede utgravinger til fjell i Oslo er sammenstilt i fig. 1.2 (Foss 1973).

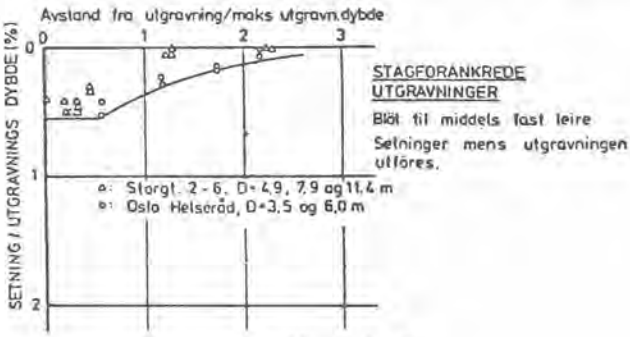


Fig. 1.2

Begrensningskurven tilsvarer ca. overgangen mellom sone 1 og 2 i Peck's diagram. Diagrammet viser bare setninger som antas å skyldes skjærdeformasjoner, dvs. innpressing av spunten i utgravingsfasen. Prosjektene medførte tildels ytterligere setninger av størrelsesorden 50 - 100% av det diagrammet viser på grunn av poretrykksreduksjoner og konsolideringssetninger ved utgraving til fjell. De gode resultatene ved bruk av forankringsstag skyldes hovedsaklig oppspenningen som reduserer slark i stiversystemet, og som videre til en viss grad gjør det mulig å presse støttekonstruksjonen inn mot grunnen, særlig i et tidlig stadium av utgravingen.

En rekke av disse forhold vedrørende spuntkonstruksjoner og deformasjoner har vært omtalt av Aas (1978) med referanse til erfaringer fra Oslo-området.

Slissevegger med sin store stivhet (f.eks. EI slissevegg 1 m tykk ~ 15 x EI spunt W_x = 2000 cm^3/m) kan gi svært små totale setninger: ned til 0.1 til 0.2% av dybden til fjell for den 20 m dype innvendig avstivede utgravingen for Kongensgate 8 (Di Biaggio og Roti 1972). Også for det prosjektet så det ut til at opptil 50% av de totale setninger skyldes konsolidering etter midlertidige poretrykksreduksjoner på grunn av utgraving til og i fjell. En ca. 10 m dyp utgraving i kvikkleire for Drammen Sykehus (Mørk 1979) utført ved hjelp av en stagforankret slissevegg til fjell, resulterte i totale setninger på bare 0.1% av gravedybden. Prosjektet medførte en midlertidig reduksjon i porevannstrykket i leira på maks. ca. 3 m, som kan ha bidratt til setningene.

Erfaringer fra slissevegger både med hensyn til setninger og poretrykksforholdenes betydning har også være beskrevet av Karlsrud (1978).

Ovenstående oppsummering gir stort sett det vi visste om setninger rundt dyputgravinger da NOTEBY startet på prosjektet Norges Bank - Nytt Hovedsete, som jeg skal vise en del erfaringer fra. Foredraget gir videre erfaringer fra dyputgravinger der de nye sikringsmetodene, vertikalforankrede trykkplater og kalkpeler har vært benyttet.

2. NORGES BANK - NYTT HOVEDSETE

Grunnarbeidene for nybygget inklusive en del av Grunnlinjen tok til i desember 1980. Fig. 2.1 viser ferdig utgravd hovedgrop som den så ut på vårparten 1982. Byggetrinnet mot Dronningensgate startet vinteren 1983. Sommeren 1984 begynte oppgravingen av Bankplassen til Kongensgate for et undergrunnsanlegg under hele Bankplassen.

Den viste gravedybde kote -10/-13 er opp til ca. 16 m under terreng.

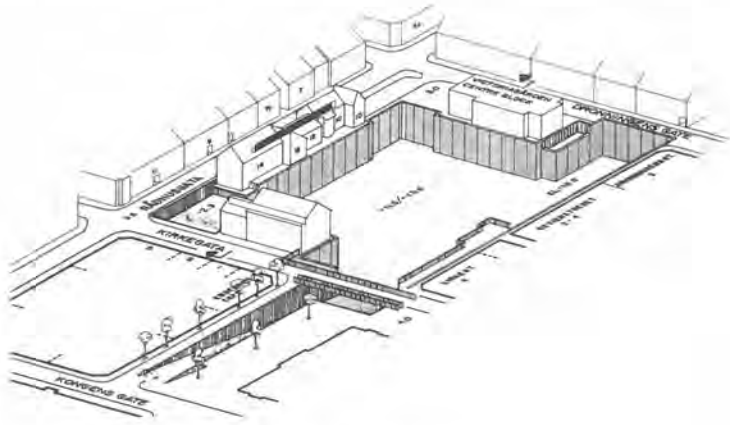


Fig. 2.1

Grunnforhold

Grunnforholdene er typiske for den sentrale bykjerne i Oslo. Terrenget rundt hovedtomten varierer fra ca. kote 2 til 3.5. Under et tyllmasselag på 2 - 3 m tykkelse følger middels fast til bløt leire med udrenert skjærstyrke S_u = 15 - 40 kN/m^2. Fjelldybdene varierer fra ca. 2 til 29 m. En dyprenne skjærer gjennom de sentrale områder av tomten i retning ca. N-S. Fjellet er som oftest dekket av et tynt sand/grus-lag, men i de dypereliggende partier i tomten er det større mengder morene og grusmasser mot fjell. Fjellgrunnen består av alunskifer med hyppige menaitt-ganger. Både fjelltopografi og geologi er svært varierende, spesielt i dyprenneområdet. Grunnvannstanden varierer fra ca. 1 - 2 m under terreng. Fig. 2.2 viser et typisk snitt gjennom tomten.

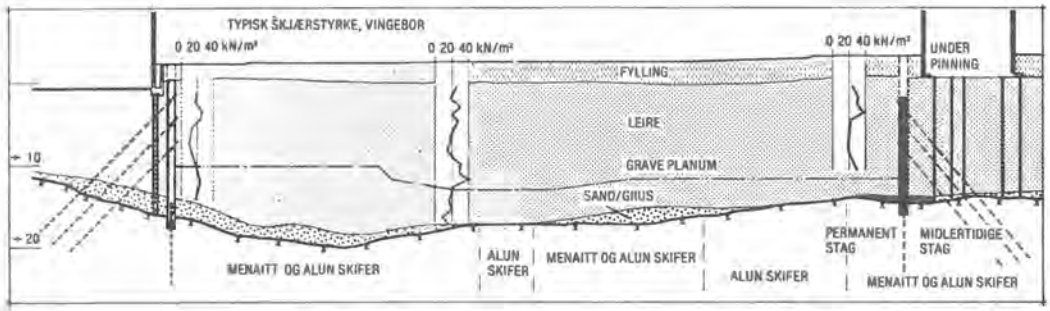


Fig. 2.2

Naboforhold. Sikring av omgivelsene

I området rundt tomten er det flere eldre, bevaringsverdige bygninger fra 1600 - 1700 tallet og senere, fundamentert på fyllmasser eller trekonstruksjoner som bolverk, flåter eller trepeler. Ellers består bebyggelsen av løsmassefundamenterte bygg fra rundt århundreskiftet, og nyere pelefundamenterte bygg. Den løsmassefundamenterte bebyggelsen var for en stor del preget av betydelige tidligere setninger.

Ved planleggingen av grunnarbeidene ble det lagt stor vekt på å ta hensyn til nabobebyggelsen.

Detaljerte opplysninger om bygningenes beskaffenhet ble innhentet inklusive registrering av eventuelle pågående setninger.

Det ble tidlig satt ned piezometre for å få oversikt over grunnvannsforholdene. Vanntilsiget i fjell ble kartlagt ved kjerneboringer kombinert med pumpeforsøk.

Det ble videre foretatt prøvesprengninger på tomten for å få best mulig kjennskap til hvilke vibrasjoner de enkelte anleggsaktiviteter ville gi og hvorledes disse forplantet seg til nabobebyggelsen.

Bygningene mot Rådhusgata og Kirkegata som skulle bevares innenfor utbygningskvartalet, ble omfundamentert på peler til fjell. To andre nabobygninger, Kirkegata 4 og Dronningensgate 3 ble midlertidig underpinnet i fasaden i perioden med slisseveggarbeider. Bygningene ble deretter frigjort. For Kirkegata 4 ble det besluttet å reetablere underpinningen i slutten av utgravingsperioden.

For sikringen av hovedgropen ble slissevegger med forankringsstag til fjell valgt som den beste løsningen blant annet på grunn av betydelig større stivhet mot setninger rundt gropa enn stalspunt, og på grunn av god vanntetthet, spesielt mot fjell. Deformasjonsbildet ble nøye vurdert ved dimensjonering og valg av oppspenningskrefter for forankringsstagene. Stagforankret stålspunt til fjell ble valgt på partier med grunn utgraving (ca. 5 m) i hjørnesonene mot Rådhusgata og for utgravingen til fjell på Bankplassen der fjelldybdene er mindre enn ca. 10 m. I de nevnte hjørnesonene ble bunnen av utgravingen sikret mot oppressing ved hjelp av vertikalforankrede trykkplater[1] av betong.

1) Trykkplater eller grunnforsterkningsplater er betongplater som presses mot grunnen ved hjelp av stag til fjell for å øke det passive jordtrykket. Stagene etableres før graving til endelig nivå, som utføres seksjonsvis med fortløpende montering og oppspenning av prefabrikerte plater. Vanlige platestørrelser er 1.5 - 3 m kvadratiske eller rektangulære.

Alle skråstagsforankringer av spunt og slissevegger til fjell var midlertidige, og jordtrykkskreftene opptas nå av de innvendige betongkonstruksjoner.

På bakgrunn av tidligere erfaringer og beregninger var det ventet skjærdeformasjoner bak slisseveggene på inntil 0.2% av gravedybden og for spuntveggene inntil 0.8%, dvs. setninger inntil ca. 3 cm bak slisseveggene og fra 3 til 8 cm bak spuntveggene.

Forundersøkelsene gjorde det klart at utgravingen kunne føre til vannlekkasjer inn i gropa fra en stedvis oppsprukket og meget vannførende fjellgrunn. Eventuelle grunnvannsforstyrrelser kunne føre til økede setninger over større områder enn virkningen fra skjærdeformasjonene. Under spunt og slissevegger ble det derfor før utgraving etablert en injeksjonsskjerm i fjell for å minske faren for lekkasjer. Etter utgraving ble overgang spuntfot/fjell forutsatt tettet med en betongdrager, og event. lekkasjer i fjell tettet ved ytterligere injisering. Det ble videre etablert 5 stk. brønner for kunstig vanninfiltrasjon i fjellet i kvartalene omkring. I løpet av byggeperioden ble det boret ytterligere 9 brønner (Heimli 1981).

For styring og kontroll av grunnvannstrykket under bunnplaten etter støp, ble det installert ventiler med trykkmålere, som gjorde det mulig å øke grunnvannstrykket i trinn i takt med økende bygningsvekt.

Et system av hydrauliske piezometre til fjell i et større område rundt gropa, instrumentering for å registrere slisseveggens deformasjoner og poretrykksutviklingen i løsmassene umiddelbart bak veggen, samt et stort nivelleringsprogram, ble iverksatt for å følge opp naboskapet. Rystelser ble registrert ved hjelp av permanent installerte målere i en del av nabobyggene. Antall piezometre ble utvidet etterhvert som behovet meldte seg. Det ble videre etablert en del grunne peilebrønner.

Støttekonstruksjonenes deformasjoner

Målingene viste at påkjenningen på slisseveggene avvek fra dimensjoneringsforutsetningene basert på klassisk teori, slik at den virkelige kapasiteten av støttekonstruksjonen har vært større enn ventet i alle faser av prosjektet. Årsaken til dette kan blant annet være god innspenning av veggens fot i fjell og større veggstivhet enn forutsatt på grunn av forspenningseffekten fra vertikale forankringsstag (Friis og Roti 1985).

De største endelige utbøyningene av slisseveggen er i området 15 - 20 mm eller ca. 0.1% av graveybden.

Desverre har vi ikke sikre observasjoner for spuntveggenes utbøyninger, men setningsobservasjonene tyder pa at også disse har vært som ventet.

Grunnvann

Det viste seg vanskeligere enn ventet å begrense grunnvannsforstyrrelsene. Det er åpenbart at systemet med infiltrasjonsbrønner har vært av avgjørende betydning for å opprettholde grunnvannstanden i kvartalene omkring byggeplassen.

Det har vært midlertidige og relativt kortvarige variasjoner i porevannstrykket over fjell med lokale avvik fra normalvannstanden pa opp til 8 m, mens de registrerte variasjonene i porevannstrykket i løsmassene har vært betydelig mindre og maks. 2 m.

Spesielt ved de siste faser av hovedutgravingen var vannmengdene som strømmet inn i gropa så store at det ikke kunne kompenseres av infiltrasjonssystemet som leverte totalt ca. 200 l/min.

Aktivitetene som førte til poretrykksreduksjonene har først og fremst vært stagboring i utgravingsfasen - til sammen nærmere 1000 stag - og skjæringsarbeider i fjell.

Lekkasjene har særlig vært fra fjellet i dyprennas ytterområder.

Det måtte legges spesiell vekt på tetting av staggjennomføringer i slissevegg og spunt samt injeksjonstetting av stagenes overgangssone mellom fjell og løsmasser.

For piezometre på fjell er poretrykksmalingene tegnet inn på Fig. nr. 2.3 t.o.m. 2.7 som viser antatt avvik fra normalgrunnvannstanden i forskjellige faser av grunnarbeidene. Det understrekes at det kun er i piezometerpunktene poretrykket egentlig er kjent.

Normalvannstanden er basert på registreringer i perioden juli 1979 til februar 1981 (før de større grunnarbeidene i gropa startet).

Fig. 2.3 viser situasjonen i slutten av november 1981. Man hadde da gravd ut til kote -8 mot Rådhusgata og holdt på med stagboring i dette området. Det viste seg at vannet i bornullene hadde direkte kommunikasjon med grunnvann i fjellet ved Rådnusgata og oppover parallelt med Dronningens gate. Porevannstrykket i leira rett bak slisseveggen var enda ikke påvirket. Situasjonen medførte at en ny infiltrasjonsbrønn ble boret og grunnvannstanden ved fjell her kom tilbake på normalt nivå i løpet av våren 1982.

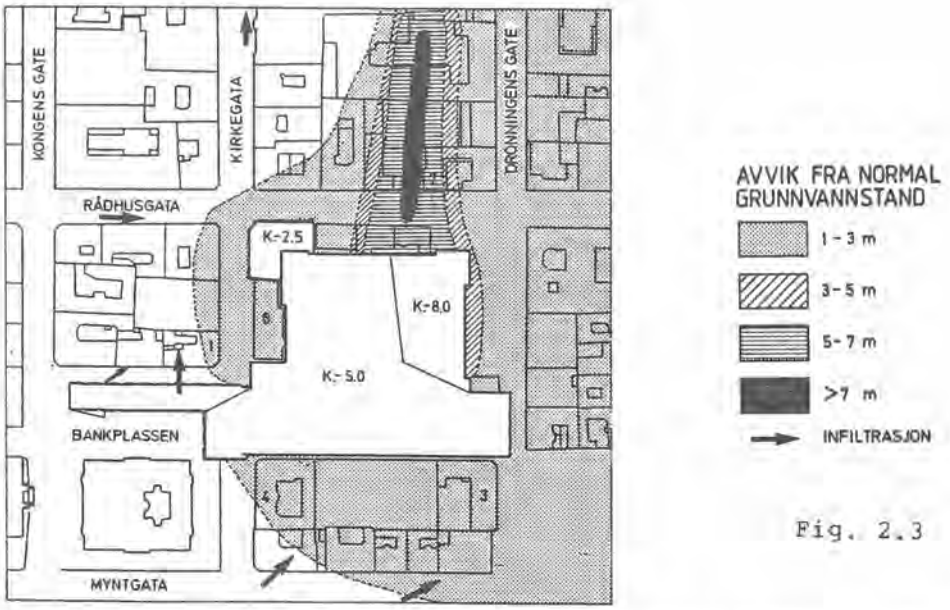


Fig. 2.3

I Fig. 2.4 er fjellarbeidene ved Kirkegata kommet i gang og dette blottla en oppsprukket sone med store vannlekkasjer sør for Kirkegata 6. Lekkasjen tikk innvirkning for grunnvannstanden langs deler av Kirkegata og Bankplassen og oppover mot Kongens gate/Tollbugata. Likeledes førte lekkasjer gjennom fjell ved Dronningens gate til at grunnvannet sank i dette området. Ved Dronningens gate/Rådhusgata er trykket ved fjell normalisert mens det i løsmassene har sunket ca. 2 m.

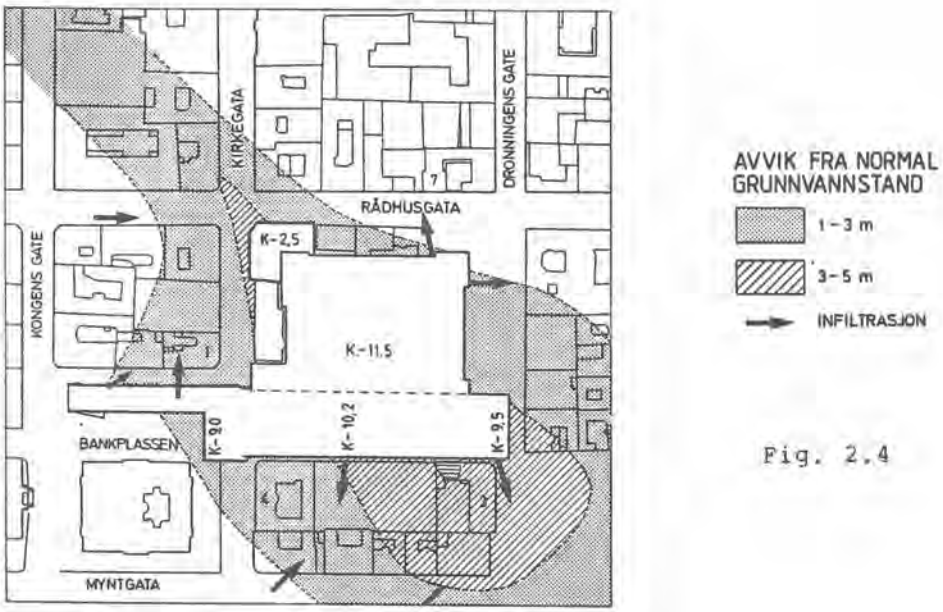


Fig. 2.4

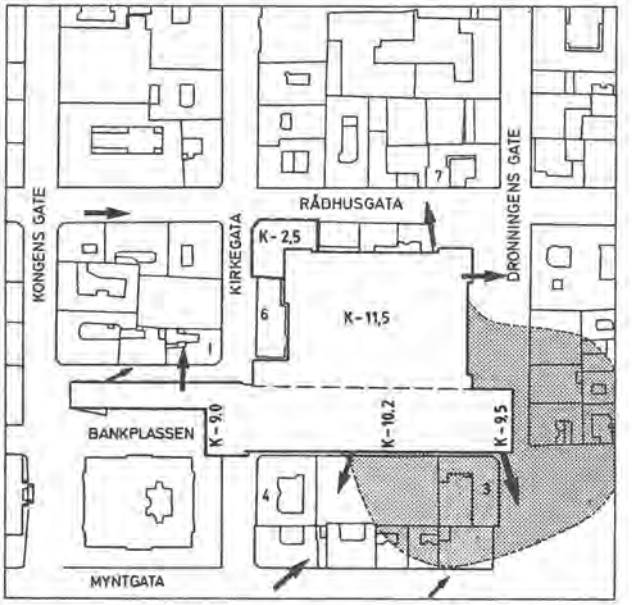


Fig. 2.5

Fig. 2.5 viser situasjonen mot slutten av utgravingsentreprisen for hovedgropa. Grunnvannet ved fjell er nå tilbake mot normalt nivå for størstedelen av influensområdet. Bare en liten sone ved Dronningens gate 3 ligger nevneverdig under normal vannstand. Injeksjonsarbeider ble igangsatt for om mulig å stoppe vannstrømmen inn i byggegropen gjennom fjellet foran Dronningens gate 3. Bak slisseveggen er trykket i leira ved Rådhusgata 10 ca. 1 m lavere enn normalt og ved Dronningens gate 3, 0.5 - 1 m.

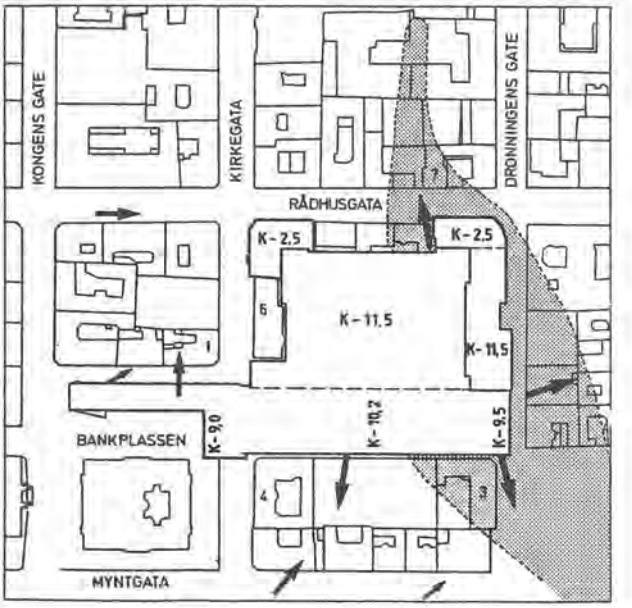


Fig. 2.6

Fig. 2.6 viser tilstanden etter at byggetrinnet mot Dronningensgate er ferdig utgravd. Ved dette arbeidet oppsto det igjen mindre lekkasjer både i fjellskjæringer og i forbindelse med forankringsstag som resulterte i en ny midlertidig nedgang i porevannstrykket ved fjell i Rådhusgaten/Dronningensgate området. Av statiske grunner kunne videre vanntrykket enda ikke settes på hovedgropens bunnplate, som på dette tidspunktet var ferdig støpt. Den positive effekt av omfattende tettingsarbeider på slisseveggene gjør seg tydelig utslag i at porevannstrykket i leira ved Rådhusgata 10 er reetablert.

Tilstanden høsten 1985 fremgår av fig. 2.7. Rundt hovedgropa er den opprinnelige tilstand praktisk talt gjenetablert. Det er unormale forhold i et område som influeres av den større fjellskjæringen på Bankplassen. Trykket er fremdeles lavt under deler av bunnplaten på grunn av lekkasjer. Nedbyggingen av vanninfiltrasjonen tar til.

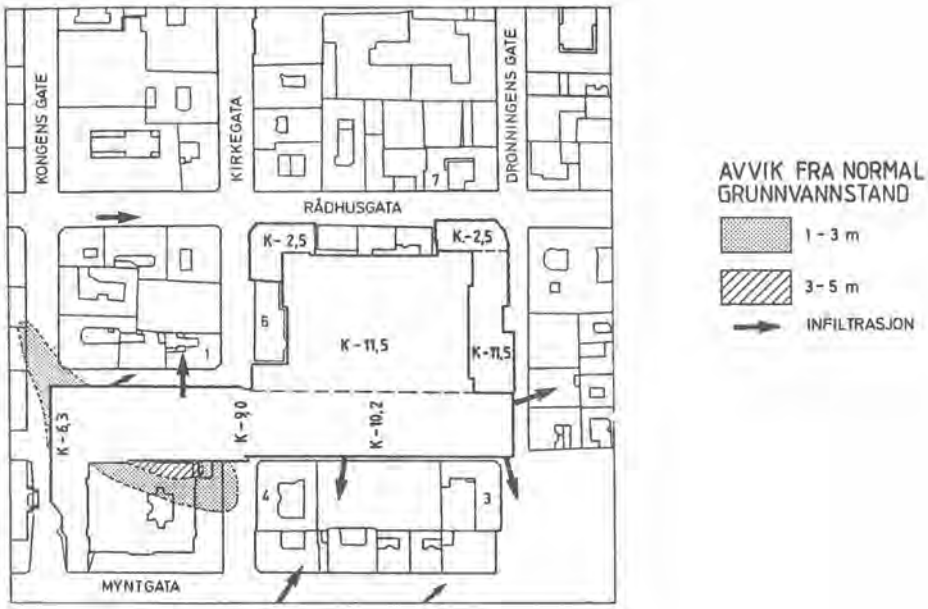


Fig. 2.7

Totalt målbart lekkasjevann fra Norges Bank og Grunnlinje eksklusive Bankplassen på dette tidspunkt er anslått til 25 - 30 l/min., eller gjennomsnittlig ca. 0.002 l/min./m^2 bunnplate og slisseveggflate. Lekkasjene var imidlertid for det meste konsentrert til et fjellparti i Grunnlinjen mot Kirkegata 4 og i Bankens bunnplate i et område mot Rådhusgata 10. Infiltrert vannmengde på denne tiden varierte fra ca. 140 til 110 l/min. inklusive Bankplassen området.

Lekkasjene er nå tettet, og anlegget på Bankplassen er ferdig. Grunnvannstanden er stort sett som normalt og vanninfiltrasjonssystemet er under avvikling.

Setninger

Fig. 2.8 viser områdene som erfaringsmessig kunne bli sterkest berørt av skjærdeformasjoner (dvs. avstand fra byggegropen inntil 2 x gravedybden), samt steder der det er registrert større setninger enn det en kunne regne med på grunn av egensetninger. Det pagår egensetninger i området på fra 0 - 3 mm pr. år, antatt gjennomsnittlig 10 mm på 5 år. Ventede setninger på grunn av skjærdeformasjoner var maks. ca. 3 cm bak slisseveggene og fra 3 til 8 cm bak de spuntede utgravingene.

De fleste større setningene uansett årsak har funnet sted innenfor influensområdet på 2 x gravedybden.

Problemområdene med større totale setninger enn ventet ut fra skjærdeformasjoner og egensetninger har spesielt vært hjørnet Dronningensgate/Rådhusgata, Dronningensgate/Revierstredet og ved Kirkegata. Felles for disse områdene er at poretrykket ved fjell i en eller flere perioder har vært meget lavt. I de fleste tilfeller viser målingene helt klart sammenheng mellom setningsforløpet og variasjonene i grunnvannet. På flere steder og spesielt i god avstand fra byggegropa er det senkningen av grunnvannstrykket som har gitt det største bidraget til setningene, og det er åpenbart at systemet med infiltrasjonsbrønner har vært av avgjørende betydning for å hindre større setningsskader i kvartalene omkring byggeplassen.

Videre årsaker til setninger og skader på eldre bygg har vært dårlig fundamentering blant annet med råteskader fra tidligere år. Midlertidig lav grunnvannstand kan videre ha fremskyndet utviklingen av slike skader. Områdene med de største grunnvannsforstyrrelsene har den eldste bebyggelsen med minst evne til å tåle setninger.

Arbeidene med selve slisseveggen medførte små setninger. Etablering av ledevegger, graving av ledningsgrøfter og trekking av gamle peler etc. ga større bidrag til setningene.

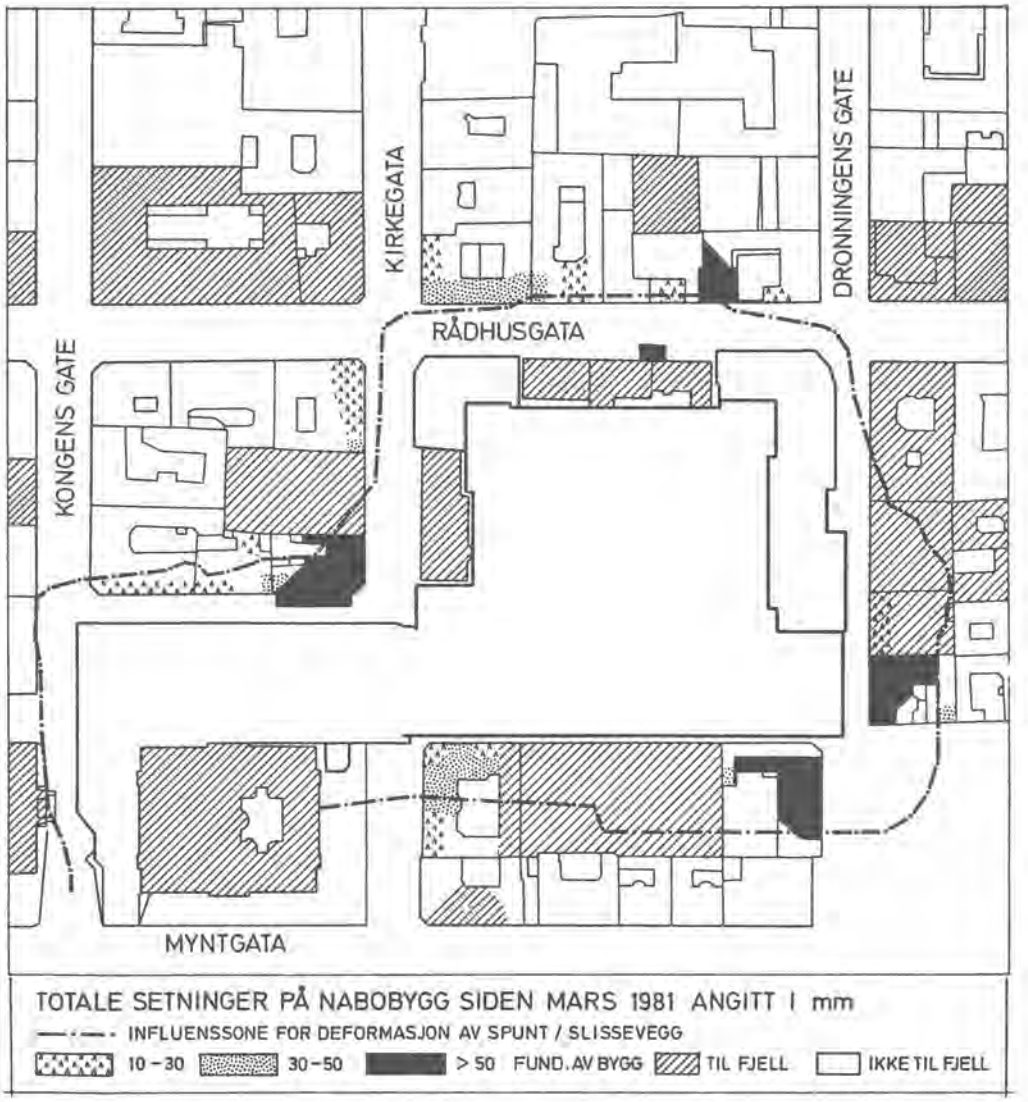


Fig. 2.8

Området Dronningensgate/Rådhusgata

Fig. 2.9 viser sammenheng mellom målt poretrykk ved fjell og i leire, setningene på bygningen Rådhusgata 7 og anleggets fremdrift.

Bemerk den umiddelbare reaksjon på grunn av lekkasjer ved boring av forankringsstag, samt virkningen av infiltrasjons-brønner.

Rådhusgata 7 ligger utenfor det området som var ventet influert av slisseveggens deformasjoner, men enkelte av stagenes forankringssoner nærmer seg eiendommen. Spuntveggen mot Radhusgata har influenssone og stag nærmere eiendommen. Maks. setninger registrert på bygninger i dette området har vært ca. 90 mm.

Setningsankere i bakken i Rådhusgata innenfor slisseveggens ventede elastiske influensområde viser setninger på maks. 83 mm før de ble fjernet i oktober 1983, mens målepunktene nærmest slisseveggen satte seg betydelig mindre.

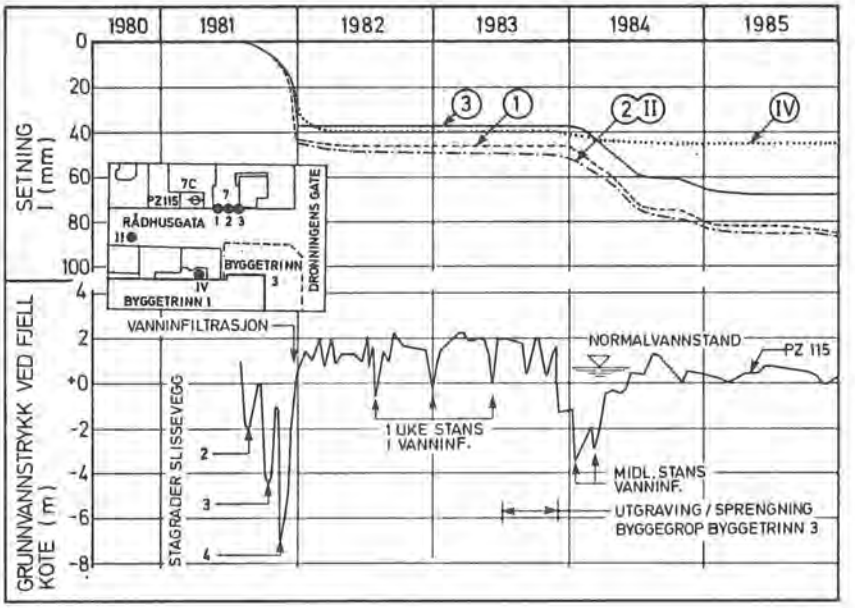


Fig. 2.9

Dronningensgate/Revierstredet

Det vesentligste av setningene i dette området tant sted etter at det var gravet ut til fjell og det oppsto en konsentrert lekkasje i fjellet under slisseveggen. Infiltrasjon og omfattende injiseringsarbeider økte porevannstrykket og setningene kom under kontroll etter ca. 5 - 6 mnd.

Kirkegata/Bankplassen

I dette området er det uventede store setninger på deler av Kirkegata 4 og Bankplassen 1 (Café Engebrett).

Pa Kirkegata 4 oppsto de største setninger ved etablering av den midlertidige underpinning av fasaden.

Hovedårsaken til dette er vurdert til å være uventede svakheter i bygningens fundamentvegger og de underliggende fyllmasser. Underpinningen var bare forutsatt å fungere mens slisseveggen som på dette partiet går helt inntil bygningen, ble etablert. Underpinningen ble frigjort etter planen, men senere setninger førte til at underpinningen ble reetablert i slutten av utgravingsperioden. De andre deler av bygningen satte seg som ventet, dvs. maks. ca. 20 mm i selve utgravingsperioden frem til årsskiftet 1981/82.

Etter dette viser registreringene her samme kobling mellom setninger og grunnvannsforstyrrelsene som vist tidligere.

Bankplassen 1 fikk så store setninger at bygningen i 1984 ble omfundamentert til fjell i sin helhet. Bygningen ligger på det nærmeste ca. 8 m fra en spuntvegg med dybde til fjell ca. 10 m.

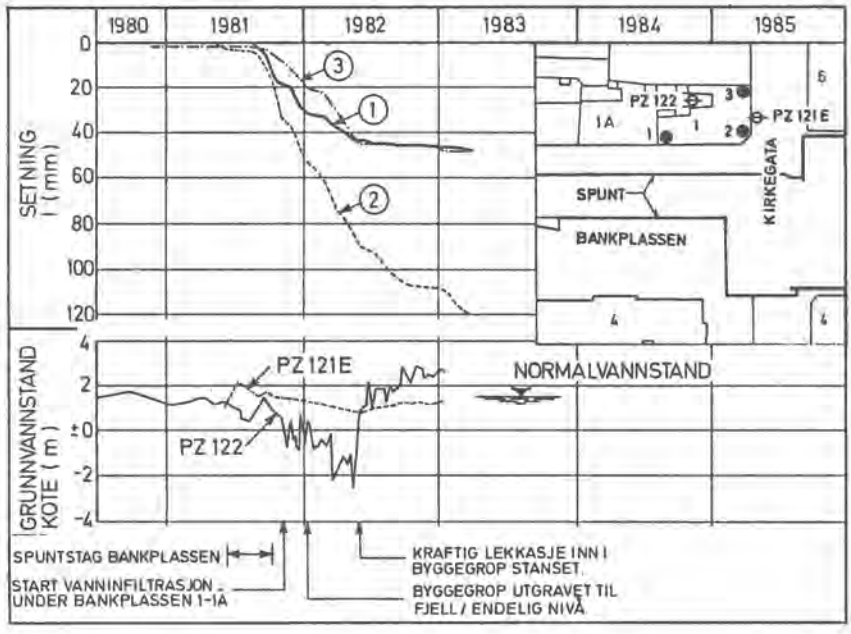


Fig. 2.10

Setningsutviklingen frem til grunnvannstanden normaliserte seg, er vist på fig. 2.10. Hjørnepartiet Kirkegaten/Bankplassen satte seg ca. 90 mm i perioden frem til juni 1982 (dvs. 1% av maks. gravedybde) og fortsatte senere med en takt på ca. 30 mm/år med ujevne sprang til tross for stabile grunnvannsforhold. Vi har ikke funnet en entydig årsak til disse setningene. I tillegg til hovedutgravingen er det i løpet av prosjektet utført gjentatte oppgravinger inntil bygningen for ledninger og kabler. Det har videre forekommet ledningsbrudd med utvaskninger og svekkelse av grunnen. Stagboringen kan også ha medført utvaskinger i grunnen. Bygningens fundamentering på de steder som har størst setninger var meget dårlig, avsluttet ca. 1 m under terreng på tyllmasser med innhold av delvis oppråtnet tømmer.

Videre analyse

Den store datamengde fra instrumenteringen av dette prosjektet er fremdeles under bearbeidelse, blant annet pågår en detaljert analyse av grunnvannsforholdene inkl. etterregning av de registrerte setninger. Videre etterregnes slisseveggene med endelige elementers metode.

3. RÅDHUSGT. 1 - 3, OSLO

Dette nybygget for A/S Custos Finans med tre etasjer under terreng er under oppførelse på den andre siden av Rådhusgata, ett kvartal fra Norges Bank's nybygg. Tomta er på ca. 1700 m^2.

Grunnforholdene er mye de samme som på banktomta. Leiren er lite sensitiv med en udrenert skjærstyrke på 15 - 35 kN/m^2. Fjellet faller fra Skippergata mot Fred Olsens gate. Utgravingsdybden på 10 m medførte en fjellskjæring i leirskifer på maks. 5 m mot Skippergata, mens fjellet på det dypeste ligger 13 m under planum.

Utgravingen er sikret med kraftig stålspunt rammet fra terreng til fjell og forankret med 3 - 4 stagrader etablert fra gravenivåer ca. 1 m over stagene. Fasaden av det 5 etasjes nabobygget Skippergt. 10/Fred Olsensgt. 1 ble midlertidig underpinnet på stålpeler uavhengig av spunten. Bygningen er fra tør århundreskiftet, fundamentert på hel plate ca. 3.5 m under terreng. For å minske faren for deformasjoner av spunten i utgravingsfasen ble det etablert kalkpeler i et ribbemønster på tvers av gropa, ribbeavstand 1.5 m, til en dybde på 3 m under endelig planum og 10 m ut fra spuntveggene. Kalkpelene ble etablert fra ca. kote 0.

Erfaringer. Setninger

Underpinningen ble etablert ved innhuggede konsoller på ca. kote 0, ved seksjonsvis graving fra kote +1.5. Alt ved dette arbeidet fikk bygningen setninger på 10 - 30 mm, kfr. fig. 3.1. For å unngå store differensesetninger mellom fasaden og de bakenforliggende deler av bygget, ble underpinningskonsollene utformet slik at fasaden kunne sette seg ytterligere 20 - 30 mm før konsollene "tok tak". Fig. 3.1 viser hvordan bygget setter seg mest i fasaden inntil underpinningen begynner å virke og setningene på de bakenforliggende deler av bygget kommer etter.

Stagboringsarbeidene førte til et fall i porevannstrykket ved fjell på inntil 3 m, målt ved Fred Olsens gate. Ved boring av nederste stagrad ble det også etablert 2 vanninfiltrasjonsbrønner inne fra byggegropen som vist. Brønnene og tetting av stag førte til rask bedring av forholdene. Entreprenørens tetting basert på gysing med sementmørtel et stykke opp i stagenes boringsrør for å balansere vanntrykket viste seg rask og effektiv i dette tilfellet. Senere boring av stålkjernepeler og fjellarbeider har også tydelig virkning på porevannstrykket. Mye av vannet fra brønnen inn under nabobygget lakk forøvrig direkte inn i byggegropen langs spunten, slik at brønnen måtte stenges ved støp av bunnplaten for å unnga utvasking av betongen.

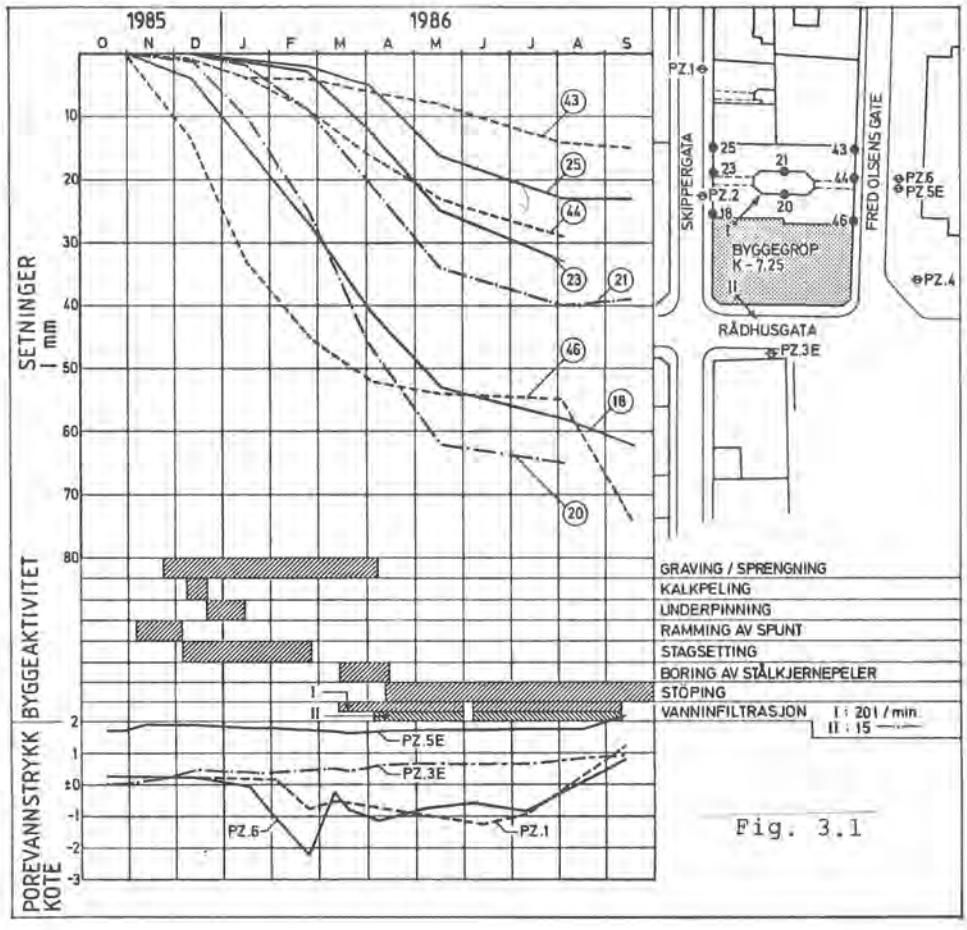


Fig. 3.1

Kjellerens råbygg er nå ferdig og underpinningen kappet. Før kapp ble det kontaktinjisert mellom bunnplate og leire. Kappingen førte likevel til 5 - 15 mm setning av fasaden i løpet av 3 dager.

Alle jordtrykkskrefter er omlagret til nybyggets kjellerkonstruksjoner og grunnvannstandsforholdene fullstendig reetablert. Nabobygget har pr. september 1986 fått maks. totalsetninger på ca. 70 mm og maks. skjevsetninger av størrelsesorden 1:200 til 1:250, men mindre setninger må fortsatt ventes i noen tid fremover. Setningene har først og fremst ført til bevegelse i eldre sprekker i bygningen.

Det må bemerkes at på grunn av problemer i installasjonsfasen med frost og lite sensitiv leire, ble kalkpelene installert med 5 cm lysåpning mellom pelene. En oppnådde da ikke helt den tilsiktede ribbevirkning, og pelene har trolig ikke kunnet bidra til å begrense spuntdeformasjonene i så stor grad som ventet. Kalkpelene viste seg å være av stor betydning for utgravingen av gropa ved å bedre de indre stabilitetsforholdene.

4. ADMINISTRASJONSBYGG. VEST-AGDER EL-VERK, KRISTIANSAND

Tomten er begrenset av sterkt trafikkerte gater og direkte fundamenterte nabobygg. Bygget har en grunnflate pa ca. 1900 m^2 med to kjelleretasjer over hele flaten og 3 høyblokker over terreng. Gravedybden var 4 - 6 m under tilstøtende gatenivå og 2 - 3 m dypere enn grunnvannstand og nabobyggene. Grunnarbeidene ble utført i 1983. Grunnforholdene fremgår av fig. 4.1.

Som vist i fig. 4.1 ble det benyttet en svevende spunt, avstivet i toppen mot støpt bunnplate i byggegrubens indre del. Nødvendig mothold mot spunten samt sikkerhet mot glidning i leiren under spunttot er oppnådd ved kalkpeler. (Finborud/ Skauerud 1984). I tillegg ga pelene en forsterkning av grunnen som kunne utnyttes ved dimensjonering av den bærende bunnplaten under høyblokken. Kalkpelene ble plassert i rader som avstivningsribber innover i byggegropen, kfr. fig. 4.2.

Utgravning og sikringsarbeider ble utført i etapper:

1. Avgraving til 2 m dybde med fjerning av bygningsrester og gamle fundamenter. Ramming av stålspunt og underpinningspeler og etablering av kalkpeler.

2. Apen graving til endelig nivå i en indre kjerne av byggegropen med støping av tilhørende bunnplateseksjon.

3. Seksjonsvis graving ut mot spunten med avstivning inn mot bunnplateseksjonen. Stiverne ble forspent til ca. halvparten av dimensjonerende belastning for å redusere deformasjonene. Suksessiv støping av bunnplate og kjellervegger.

4. Etter tilbakefylling med sand ble nesten all spunt mot gatene trukket.

All spunt ble avsluttet i leire og vanntilsiget fra grunnen var beskjedent.

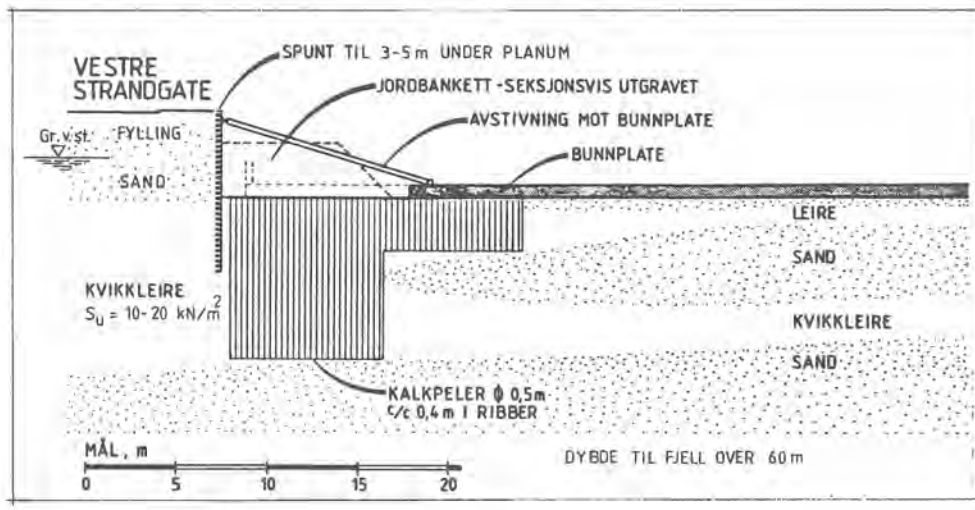


Fig. 4.1

Setninger

Kalkpelene oppnådde langt høyere fasthet enn minimumskravet på 90 kN/m^2, slik at utgravingen fikk en høyere beregningsmessig sikkerhet mot glidning enn vanlig.

Setningene på nabobyggene og tilliggende gater i grunnarbeidsfasen fra jan./mars til sept. 1983 fremgår av fig. 4.2. De største setningene er registrert på Hotel Norge og på fortauene inntil byggegropen med inntil 20 mm eller ca. 0.5% av gravedybden. Forøvrig er setningene maksimalt 8 mm. Mesteparten av setningene på notellet kom under de innledende gravearbeidene nærmest bygningen og ved rammingen av underpinningspelene. Etter at belastningene ble overført til underpinningspelene, viser målingene beskjedne setninger. Maksimalt er det registrert 5 mm som hovedsaklig kom under utgravingen til endelig nivå inntil hotellet.

Horisontale forskyvninger på spunttopp inntil nabobyggene lå stort sett innenfor 1 cm og viste gjennomgående samme tidsforløp som setningene.

Det har vært foretatt videre setningsmålinger i naboskapet som på ett unntak nær viser setninger av størrelsesorden 1 - 2 mm/år, som er i overensstemmelse med de generelle områdesetninger.

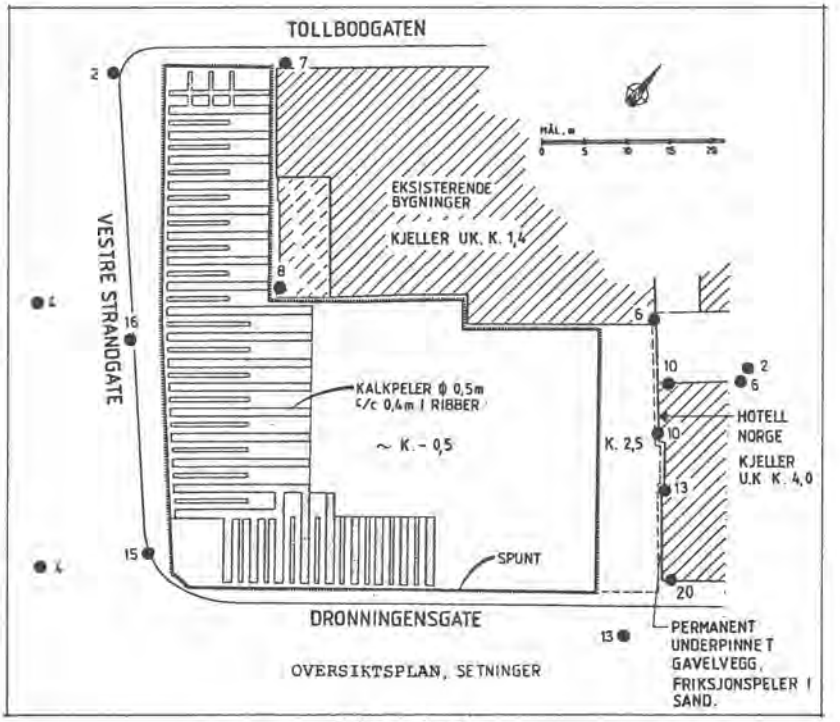


Fig. 4.2

5. KREDITTKASSENS NYBYGG. MIDDELTHUNSGT. 17, OSLO

På denne eiendommen oppføres det for tiden et 6 etasjes kontorbygg med en kjeller tilknyttet et en-etasjes parkeringsanlegg under fremtidig terreng. Høybygget fundamenteres på peler/pilarer til fjell mens parkeringsanlegget legges direkte på leira. Graveplanum pa ca. 7500 m^2 ligger 4.5 - 5 m under omkringliggende terreng.

Tomten har vært bebygget tidligere. Den naturlige grunnen består av tørrskorpeleire på 2.5 - 3 m tykkelse over bløt leire og kvikkleire med udrenert skjærstyrke ca. 10 kN/m^2. Dybdene til fjell varierer fra ca. 6 til 17 m.

Tomten grenser mot flere direkte fundamenterte nabobygg. Utgravingen er dels sikret med stagforankret stålspunt til fjell og dels foretatt som åpen graving. Kvikkleireområdet ble stabilisert ved hjelp av kalkpeler som ble anordnet i et ribbemønster mot spunt og ytre graveskråninger, kfr. fig. 5.1.

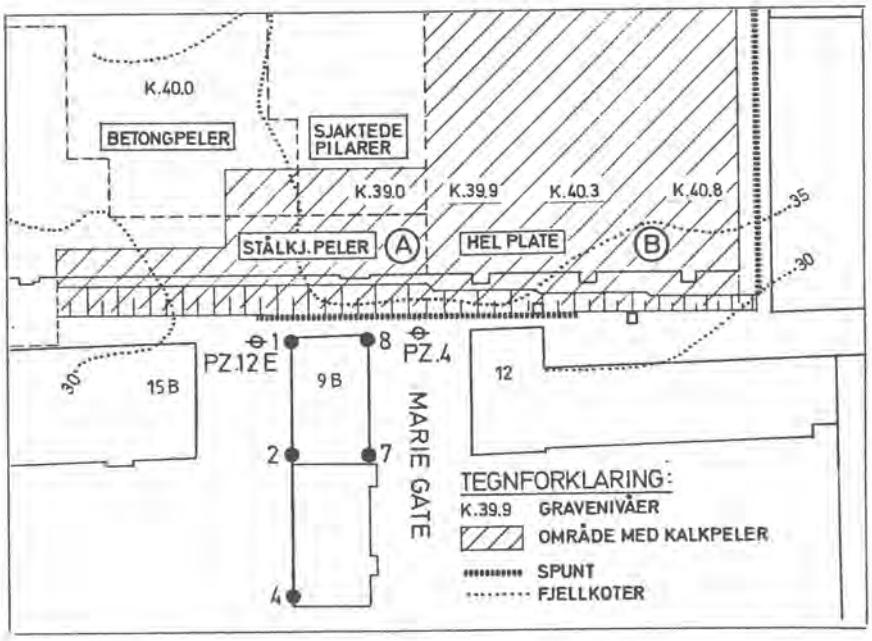

K.40.0
BETONGPELER
SJAKTEDE PILARER
K.39.0
K.39.9
K.40.3
K.40.8
35
30
STÅLKJ.PELER
A
HEL PLATE
B
PZ.12 E
PZ.4
15 B
9 B
12
MARIE GATE
TEGNFORKLARING:
K.39.9 GRAVENIVÅER
OMRÅDE MED KALKPELER
SPUNT
FJELLKOTER

Fig. 5.1

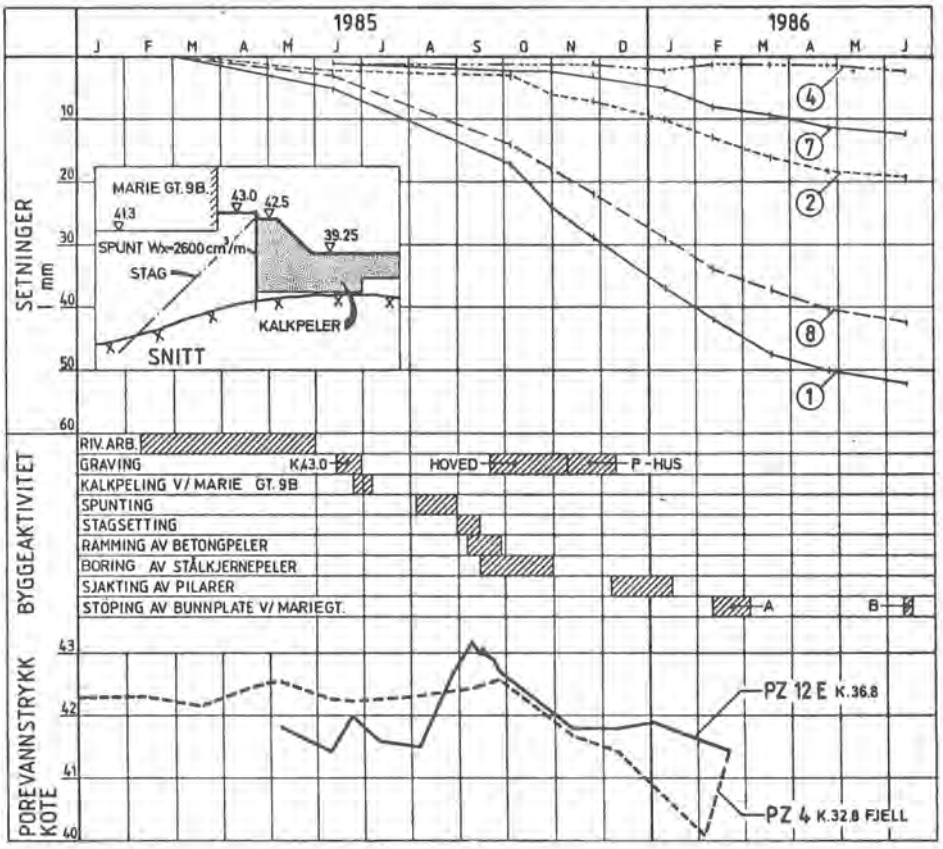

1985
1986
J F M A M J J A S O N D J F M A M J
SETNINGER mm
MARIE GT. 9B.
41.3
43.0
42.5
39.25
SPUNT Wx=2600 cm³/m
STAG
KALKPELER
SNITT
BYGGEAKTIVITET
RIV. ARB.
GRAVING
K.43.0
HOVED
P-HUS
KALKPELING V/ MARIE GT. 9B
SPUNTING
STAGSETTING
RAMMING AV BETONGPELER
BORING AV STÅLKJERNEPELER
SJAKTING AV PILARER
STÖPING AV BUNNPLATE V/ MARIEGT.
A
B
POREVANNSTRYKK KOTE
PZ 12 E K.36.8
PZ 4 K.32.8 FJELL

Fig. 5.2

Setninger

Fig. 5.2 viser fremdrift og setninger ved bygningen Mariesgt. 9B, et direktefundamentert, monolittisk betongbygg.

Kalkpelingen ble foretatt fra et avgravet nivå, kote 43. Deretter ble spunten rammet. Spuntingen førte til en økning i porevannstrykket i leira (Pz 12E) på ca. 1.7 m. Kalkpelarbeidene kan ha bidratt noe til denne økningen. Etter utgraving til planum var trykket normalisert. Porevannstrykket ved fjell ble lite påvirket av spuntingen og stagarbeidene, men sank senere med ca. 2.3 meter i en periode med stålkjernepeler og pilararbeider. Trykket steg raskt igjen uten behov for infiltrasjon.

Bygningens fasade mot gropa begynte å få setninger alt ved den første gravingen til kote + 43 og ved spunt og stagarbeidene. Bortsett fra selve utgravingen ser det også ut til at den midlertidige reduksjonen i porevannstrykket ved fjell under pilararbeidene kan ha bidratt til setningene. Det er forøvrig sammenheng mellom setningenes størrelse og dybdene til fjell under bygningen. Setningene er nå på det nærmeste opphørt og utgjør maks. ca. 50 mm eller ca. 1% av gravedybden.

6. GJERPEN OG SOLUM SPAREBANK, SKIEN

Grunnarbeidene som ble gjennomført i 1981 omfattet en rekke elementer typiske for dyputgravinger i sentrumsstrøk. (Straumsnes 1982).

- 6.5 m dyp utgraving sikret med stagforankret spuntvegg på stylter til fjell.
- Tungt såleFundamentert nabobygg. Gavlveggen omfundamentert pa stålpeler til fjell.
- Bruk av vertikalforankrede trykkplater av betong for å oppnå god sikkerhet mot bunnhevning og derved små setninger på nabobygget.
- Seksjonsvis graving med fortløpende montasje og oppspenning av platene.
- Nybygget fundamentert på hel plate med vanntette konstruksjoner under terreng.

Grunnforhold og utførelsesprinsipp fremgår av fig. 6.1.

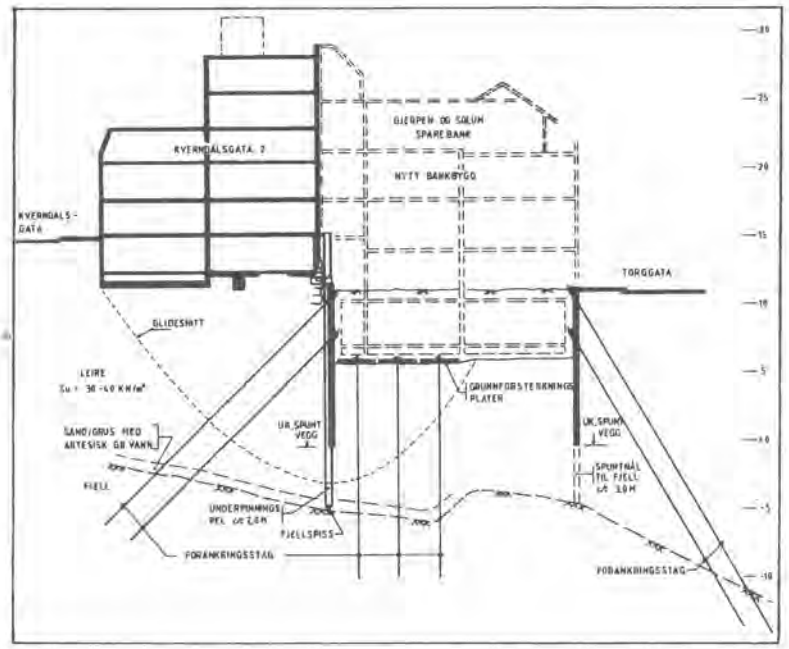


Fig. 6.1

Setninger

Både poretrykksforholdene i leira og ved fjell, samt nabobebyggelsens setninger ble registrert.

Poretrykket i sandlaget viste tydelige variasjoner i samsvar med de arbeidsoperasjoner som ble utført. Under spunt- og pelearbeidene steg poretrykket ca. 60 cm, for deretter å falle ca. 3.0 m i forbindelse med utgraving og boring for forankringsstagene. Senkningen skyldes sannsynligvis i stor grad boringen for de 80 forankringsstagene som punkterte overtrykket i det permeable laget nærmest fjell. Etter støp av bunnplate og tetting av stagenes foringsrør, begynte poretrykket å bygge seg opp igjen. Overtrykket var reetablert etter at råbygget var oppført. Poretrykket i leirlaget viste bare mindre variasjoner i byggefasen.

Observerte setninger på nabobebyggelsen har vært meget små med maksimalverdier mellom 5 og 15 mm, dvs. ca. 0.2% av gravedybden. Med støtte i poretrykksobservasjonene antas at den største andel av setningene skyldes konsolidering i de dypere leirlag som følge av endring i det artesiske overtrykk nærmest fjell. De oppståtte setninger er derfor jevne og ingen av nabobyggene har fått påviselige skader.

Spunten står igjen i bakken med kappede stag. Underpinningen av nabobyggets gavl var forutsatt midlertidig, men ble senere besluttet opprettholdt da det ikke utviklet seg differense setninger i bygget. Det er imidlertid fremdeles mulig å kappe underpinningspelene dersom dette skulle vise seg ønskelig.

7. KARL JOHANSGT. 39/41, OSLO

Prosjektet ble gjennomført i perioden 1982 - 1984 og inneholder omtrent alle de problemstillinger en kan møte ved grunnarbeider i en by. (Finstad 1985).

Grunnen besto øverst av 1 - 3 m fyllmasser og fundamentrester, derunder 2 m fast tørrskorpeleire og videre middels fast leire med udrenert skjærstyrke 20 - 40 kN/m^2. Dybden til fjell varierer fra 3 til 33 m. Fjellet var stedvis dekket av et morenelag.

Sikring av gravesidene ble generelt løst ved rammet stålspunt til fjell, på sylter i området mot Karl Johansgt. med størst dybder til fjell. Sikringsomfanget varierte sterkt og ble i hovedsak bestemt ut fra grunnens beskaffenhet, gravedybde samt nabobyggenes fundamentutforming og belastning. Tomten grenset til eldre løsmassefundamenterte kontor- og forretningsbygg på to sider.

Omfattende sikringstiltak ble iverksatt langs Universitetsgata 26, kfr. fig. 7.1. Det skulle her graves ca. 3.1 m dypere enn denne gårdens fundamenter. Bygningsvekten på fundamentnivå representerte en jevnt fordelt last over grunnflaten på ca. 100 kN/m^2. Stripelasten på fundamentet nærmest byggegropen var ca. 300 kN/lm. Grunnmurene i Universitetsgata 26 består av gråsteinsmur og var i en slik forfatning at man ikke fant det tilrådelig med graving helt inntil bygget. Man valgte derfor å trekke kjelleren i nybygget noe inn og la kjellermur og såle fra det tidligere Palassteateret stå igjen, blant annet av hensyn til nødvendig forgraving gjennom rivningsmassene i spunttracéen. Det viste seg videre at fundamenteringen i nr. 26 var såvidt sammensatt at en underpinning av gården til fjell meget vanskelig ville la seg løse. Man valgte å sikre bygget med tiltak utvendig og ivaretok stabiliteten av gården med meget stiv spunt rammet til fjell, avstivning i to nivåer med stag til fjell samt trykkplater.

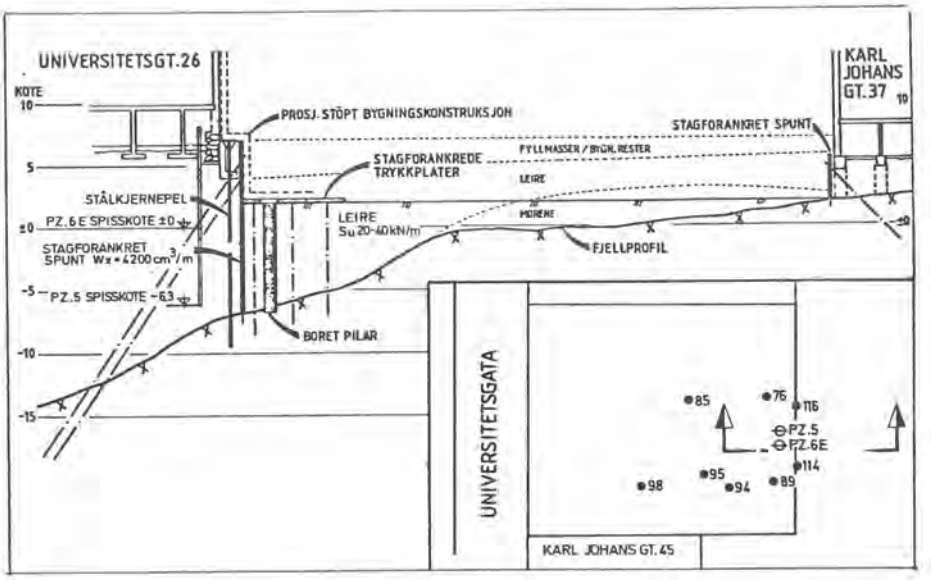

UNIVERSITETSGT.26
KOTE
10
5
±0
-5
-10
-15
PROSJ. STØPT BYGNINGSKONSTRUKSJON
STAGFORANKRET SPUNT
STAGFORANKREDE TRYKKPLATER
FYLLMASSER / BYGN. RESTER
LEIRE
STÅLKJERNEPEL
PZ.6 E SPISSKOTE ±0
LEIRE
Su 20-40 kN/m²
MORENE
FJELLPROFIL
STAGFORANKRET SPUNT Wx = 4200 cm³/m
PZ.5 SPISSKOTE -6.3
BORET PILAR
UNIVERSITETSGATA
KARL JOHANS GT.37
85
76
116
PZ.5
PZ.6E
114
98
95
94
89
KARL JOHANS GT. 45

Fig. 7.1

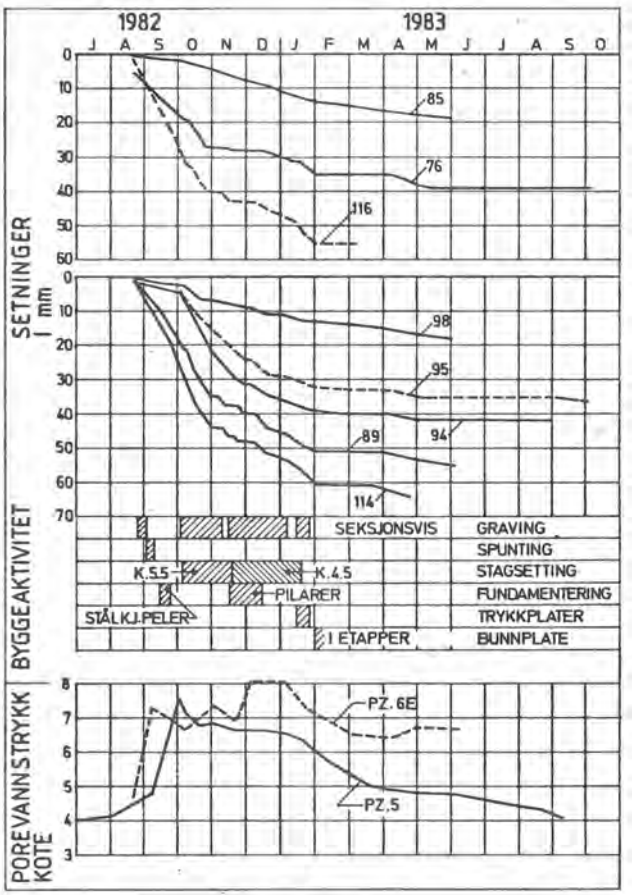

1982
1983
J A S O N D J F M A M J J A S O
SETNINGER i mm
0
10
20
30
40
50
60
70
85
76
116
98
95
89
94
114
BYGGEAKTIVITET
SEKSJONSVIS
K.5.5
K.4.5
PILARER
STÅLKJ.PELER
I ETAPPER
GRAVING
SPUNTING
STAGSETTING
FUNDAMENTERING
TRYKKPLATER
BUNNPLATE
PORE VANNSTRYKK KOTE
8
7
6
5
4
3
PZ.6E
PZ.5

Fig. 7.2

Utgraving av byggegruben ble utført seksjonsvis med påfølgende støp av bunnplate. Ved Universitetsgaten 26 ble begge stagrader etablert ved seksjonsvis sjakting fra rivningsplanum. For montering av trykkplatene ble det gravd for 3 - 4 plater om gangen. Platene ble oppspent før man tillot graving for neste plategruppe.

Setninger

Setningene og poretrykksmålingene på Universitetsgata 26 fremgår av Fig. 7.2. Bygningen begynte å få setninger allerede ved forgraving og spuntrammingen og poretrykket både nær fjell (Pz 5) og høyere opp i leira (Pz 6E) økte med 3 - 3.5 m. Boring og stagsettingsarbeidene førte ikke til markert fall i poretrykket nær fjell. Dette antas a skyldes at selv de laveste stagene lå på samme nivå som normal-grunnvannstanden. Det var videre tett fjell og tett leire direkte mot fjell uten det permeable morenelaget en ofte ellers finner. Piezometer nr. 6 i løsmassene viser videre stigning i perioden med stagsetting. Som årsaker kan antydes skjærspenninger satt opp på grunn av sjaktingen for stagene og/eller selve stagoppspenningen. En nærliggende infiltrasjonsbrønn i Kristian IV's gate synes ikke å ha hatt noen vesentlig innflytelse på poretrykksforholdene. Den raske setningstakten opphører etter montering av trykkplatene, som ga et gjennomsnittlig trykk på ca. 80 kN/m^2. Mindre setninger i de neste månedene kan ha sammenheng med fallende poretrykk.

De maksimale setninger på fasaden mot gropa er over 65 mm. Nær halvparten av setningene på fasade-fundamentene og søyleraden innenfor fant sted alt under forgraving, spunting og fundamenteringsarbeidene, før det ble gravet for stagsetting.

8. OPPSUMMERING

Flere av de presenterte prosjekter har ført til større setninger enn det en skulle vente ut fra erfaringsdiagrammene for spunt, samt slisseveggprosjektene omtalt innledningsvis. Selv i de verste tilfellene ligger imidlertid setningene innenfor 0.5 - 0.7% av gravedybden for slisseveggene og 1 - 2% for spuntede utgravinger. Setningene berører ofte et område av større utstrekning enn ventet.

Ved stagforankrede utgravinger kan dette hovedsaklig skyldes konsolideringssetninger på grunn av grunnvannseffekter ved lekkasje fra stagene. Blottlegges fjellet i utgravingen kan enda større lekkasjer oppstå. Forholdene rundt Norges Bank var spesielle både geologisk og med hensyn til antall stag og lang

byggetid, men tendensen er klar også ved andre prosjekter. Intiltrasjon av vann i grunnen samt omhyggelig og rask tetting av lekkasjer begrenser omfanget av grunnvannsforstyrrelser effektivt.

Det er videre verdt å merke seg omfanget av setninger og skader som kan oppstå ved forberedende arbeider både for spunting, slissevegger og underpinning. og ved selve spuntrammingen og etablering av eventuelle omfundamenteringer.

Nabobyggenes tilstand er av stor betydning. Den vellykkede underpinning/utgraving i Skien er et eksempel på dette, mens eldre og mindre stive nabobygg i andre prosjekter har tått større setninger. Horisontalbevegelser av underpinningssystemer/støttekonstruksjoner kan være like skadelig som setningene en ønsker å sikre mot.

Prosjektet i Kristiansand viser hva som kan oppnås med forspenning av innvendige avstivninger og sikring med kalkpeling i en lukket byggegrop med rask framdrift.

Middelthunsgate med bare en stagrad og kalkpeler i en grop av langt videre utstrekning har ført til større deformasjoner. Kalkpeleprinsippet har her kanskje ikke vært så effektivt som ventet, men lang grunnarbeidsperiode før støp av bunnplate og poretrykksforhold har trolig bidratt til deformasjonene.

Både kalkpeler og trykkplater synes imidlertid generelt å være vellykkede sikringsmetoder også for å redusere deformasjoner.

Referanser:

Bjølgerud, O. og Straumsnes, A.O. — Dype utgravinger i sentrumsstrøk, omfattende sikkerhetstiltak gir gode resultater. Bygg nr. 5, 1982

Di Biaggio, E. og Roti, J.A. — Earth pressure measurements on a braced slurry-trench wall in soft clay. Proceedings Vol. 1. Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Madrid, 1972

Finstad, J. — Karl Johansgt. 39/41. Geotekniske arbeider. Byggenytt nr. 7, 1985

Foss, I. — Prosjektering og utførelse av byggegroper, NIF kurs, Gol, 1973

Friis, J. og Roti J.A. — Diaphragm wall performance in soft clay excavation. Proceedings. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., San Francisco, 1985

Heimli, P. — Vanninfiltrasjon i fjell rundt byggegrop ved Norges Bank. Bergmekanikkdagene 1981

Karlsrud, K. — Eksempler på målt og beregnet opptørsel av noen slisseveggkonstruksjoner. NIF-kurs, Fagernes, desember 1978.

Mørk, L. og Roti, J.A. — Instrumentering og målinger av slissevegg utført ved Drammen Sykehus. Nordiska geoteknikkermøtet, Helsinki, 1979

Peck, R.B. — Deep Excavations and tunneling in soft ground, state-of-the-art report. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., 7. Mexico 1969.

Skauerud, S. og Finborud, B. — Kalkpeler for stabilisering av utgraving. Nordiska geoteknikkermøtet, Linkøping, 1984.

Aas, G. — Observerte deformasjoner forbundet med dype avstivede utgravinger. NIF kurs, Fagernes, mars 1978.

GRUNNFRYSING SOM STABILISERING AV BERGMASSER - TEKNISK VURDERING FOR VEGTUNNEL I OSLO (FJELLINJEN)

GROUND FREEZING AS ROCK SUPPORT - DESIGN STUDY FOR A HIGHWAY TUNNEL IN OSLO

Dr.Ingeniør Anne-Lise Berggren, GEOFROST A.S.
Sivilingeniør Jan K.G. Rohde, Ingeniør Chr. F. Grøner A.S.
Sivilingeniør Gunnar Aas, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

En større vegtunnel er planlagt under Oslo for å bedre dagens trafikksituasjon.

Tunnelen vil bli drevet gjennom prekambriske gneiser av relativt god fjellkvalitet (østre del) og kambro-silurske sedimentbergarter (vestre del) hvor berggrunnsforholdene generelt sett er noe dårligere.

Langs grensen mellom prekambriske gneiser og yngre sedimentbergarter følger en større permisk forkastning hvor fjellkvaliteten er tildels meget dårlig. Forkastningen krysser tunneltraséen ved tunnelens lavbrekk på kote -45.

Ved kryssing av svakhetssonen er det funnet nødvendig med ekstraordinære tiltak for å sikre stabilitet ved driving.

Blant alternative sikringsmetoder er grunnfrysing funnet å utgjøre det beste alternativ.

SUMMARY

Due to serious and increasing traffic problems, a major highway tunnel beneath the city of Oslo, the capital of Norway, is planned.

The tunnel will be constructed partly through Precambrian gneisses of fairly good rock quality (eastern part) and Cambro-Silurian sedimentary rock (western part), where the bedrock quality varies from fair to very poor. Precambrian gneisses are devided from younger sedimentary rock by a major fault crossing the tunnel alignment at its lowest point.

Crossing the major fault zone, extraordinary techniques of rock supports are found necessary in order to secure a safe performance of tunnel excavation. Among alternative methods of tunnel support, ground freezing is found to be most attractive.

INNLEDNING

For å bedre trafikksituasjonen i Oslo er det planlagt å bygge to parallelle, ca. 1500 m lange tunneler fra Havnelageret i øst under Akershus Festning, Rådhusplassen, Vestbanestasjonen og opp ved Framnes (figur 1).

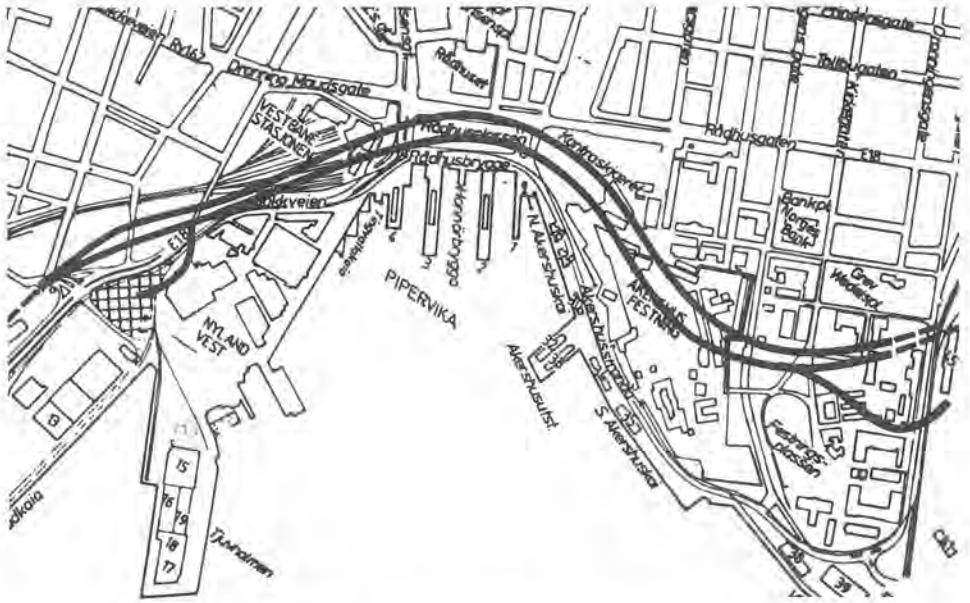


Fig.1 FJELLINJEN OVERSIKT

Tunnelenes tverrsnitt varierer fra ca. 90-105 m2. Tverrsnittet øker ved avkjøringsramper og havarinisjer. Typiske tunneltverrsnitt er vist på figur 2.

Tunnelene har sitt lavbrekk ved kryssing av dyprennen ved Rådhusplassen. Tunnelenes nivå (topp vegbane) ligger her på ca. kote -45 m.

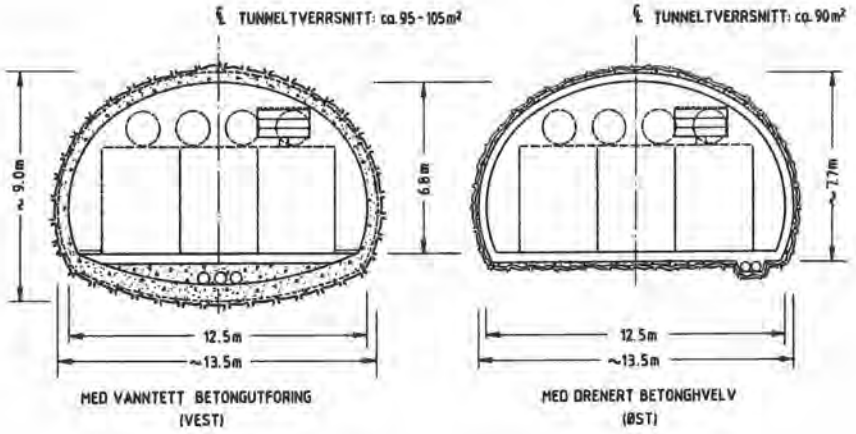


Fig.2 TYPISKE TUNNELTVERRSNITT

Dyprennen er dannet av en større forkastning som krysser under Rådhusplassen i nord-sydlig retning. Bergmasser langs dyprennen er tildels meget oppknuste, og ekstraordinære tiltak som grunnfrysing kan bli aktuelt ved kryssing av dette parti. Det er derfor utarbeidet et konsept på grunnfrysing som sikring både med hensyn til stabilitet og skadelig drenasje ved driving av tunnelene gjennom dyprennen.

GEOLOGISKE FORHOLD

Tunnelen vil krysse følgende geologiske formasjoner:

- Prekambrisk gneiss (grunnfjell)
- Kambro-silurske sedimentbergarter (kalkstein, leirskifer)
- Permiske intrusivbergarter (porfyr, diabas, syenitt og mænaitt).

Fordeling av de forskjellige bergartsformasjoner er vist i figur 3.

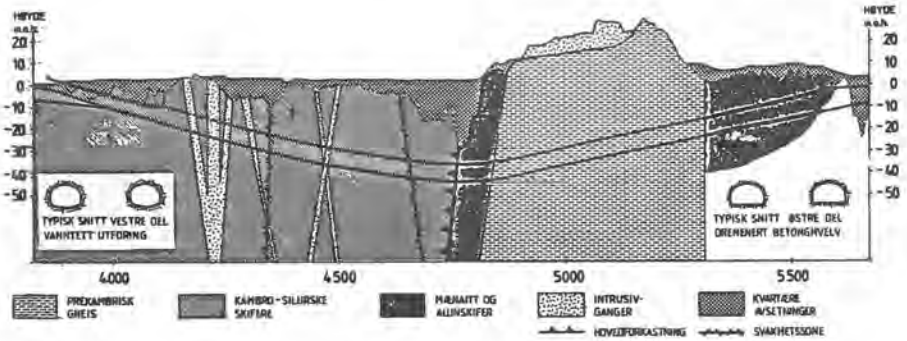


Fig.3 GEOLOGI

Prekambriske gneiser er normalt av relativt god kvalitet med hensyn til stabilitet og sikring.

Kambro-silurske sedimentbergarter består i hovedtrekk av varierende lag kalkstein og skifre. Bergmassene kan være tildels oppsprukne og normalt av en noe dårligere kvalitet enn de prekambriske gneisser.

Lag av alunskifer forekommer i grensesjiktet mellom prekambriske gneisser og kambro-silurske skifre. Alunskiferen har svellende egenskaper ved tilgang på oksygen og virker aggressiv på vanlig stål og betong.

En større forkastning følger i overgangssonen mellom prekambriske gneiser i øst og kambrosilurske skifre i vest.

Forkastningen er dannet ved en relativ nedsenking av de yngre skiferbergarter i vest i forhold til de prekambriske gneiser i øst.

Forkastningen krysser tunneltraséen ved Rådhusplassen hvor den har dannet en ca. 30-35 m dyp forsenkning (dyprenne) i berggrunnen. forsenkningen er senere fyllt med glacifluviale avsetninger (sand/grus) og marin leire.

GRUNNUNDERSØKELSER

For å skaffe tilveie opplysninger om grunnforhold og berggrunns-topografi i forsenkningen ved Rådhusplassen er det utført omfattende grunnundersøkelser.

Grunnundersøkelsene omfatter:

- Fjellkontrollboringer
- Boring med prøvetaking i løsmasser (leire/grus)
- Kjerneboring med opptak av prøver i berggrunn
- In situ permeabilitetsforsøk i jord- og bergmasser
- Måling av grunnvannsstrømmer med radioaktive isotoper
- Måling av poretrykk og gradienter for vurdering av naturlige grunnvannsstrømmer
- Mellomhullsseismikk i flere profil mellom borkjerne-hull på begge sider av forkastningssonen.

Geologisk profil ved forkastningssonen er vist på figur 4.

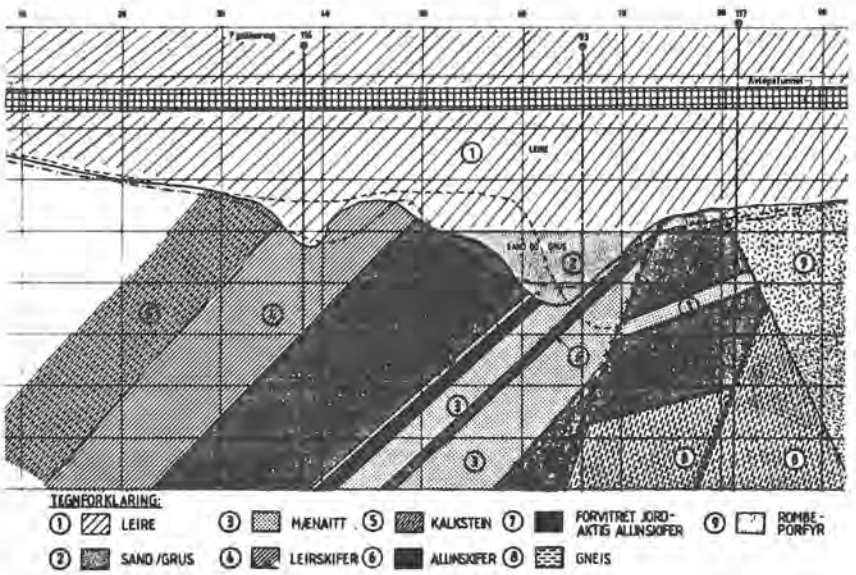


Fig.4 GEOLOGI, DYPRENNEN

Løsmassemektigheten varierer fra ca. 25-35 m langs de dypeste parti av dyprennen.

Med unntak av de øverste 4-6 m hvor løsmassene består av fyllmasser består løsmassene ned til ca. kote -25 av marin leire.

Løsmassene mellom den marine leiren og fjell har en tildels meget kompleks sammensetning. Avsetningen antas å være hovedsaklig glacifluvial, bestående av vekslende lag sand og grus, tildels siltig. Stein og grov blokk, antatt urmasse, er påvist ved boring. Sand-/gruslagets mektighet varierer mellom 5 og 10 m.

Tildels høy permeabilitet er påvist i sand-/gruslaget. Målte strømningshastigheter i grunnvannet er lavere enn 0,3 m/døgn.

Berggrunnstopografien i dyprenna har tildels store lokale variasjoner med groper og fremspring, stedvis med overheng.

Området langs forkastningssonen (figur 4) er preget av tektonisk og vulkansk aktivitet og de geologiske forhold er tildels meget komplekse. Langs den planlagte tunneltrasé består berggrunnen av vekslende lag/linser av alunskifer og mænaitt, nedsenkede partier/blokker av grunnfjells gneiss, rombeporfyr samt flere breksjesoner. Selve forkastningssonen består av ca. 3-4 m bred oppknust og forvitret alunskifer. Mot vest blir forholdene mer regelmessige og tunnelen vil da gå gjennom yngre lag av skifer og kalkstein.

SPENNINGS- TØYNINGSEGENSKAPER AV FROSSET MATERIALE

Oppførselen til frosset jord- eller fjellmateriale påvirkes av svært mange faktorer. I tillegg til de parametre som innvirker på egenskapene til ufrosset jord og fjell, har belastningsvarighet og temperatur stor betydning i den frossede tilstand. Således må dimensjonerende styrke settes lavere dess lengre funksjonstid frostkonstruksjonen skal ha, men kan økes dersom temperaturen senkes.

For å kunne dimensjonere frostkonstruksjonen er det tatt opp uforstyrret materiale og kjørt laboratorieforsøk på frossede prøver, både fra den sterkt forvitrede knusningssonen, det oppsprukne sidefjellet, og den overliggende glacifluviale avsetning. Herunder inngår både enaksiale- og treaksiale-, trykk- og krypforsøk. Forsøkene er utført i fryserom ved SINTEF's avdeling for geoteknikk.

Resultater fra endel innledende enaksiale forsøk, med tolkning etter Berggrens modell (ref. 1), er presentert i det følgende. Øvrige forsøk er i skrivende stund under utførelse/bearbeiding.

Resultatene fra trykkforsøk er gjengitt i figur 5. Figur 6 viser hvordan referansestyrken, σ_θ (maksimal enaksial trykkspenning) avhenger av temperaturen.

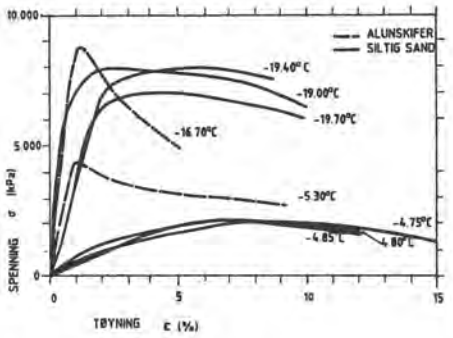


Fig.5 ENAKSIALE TRYKKFORSØK

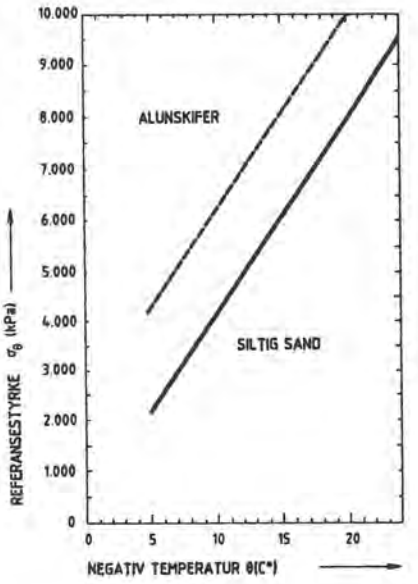


Fig.6 REFERANSESTYRKE SOM FUNKSJON AV TEMPERATUR

Resultater fra krypforsøk er vist i figur 7.

Krypoppførselen er inndelt i tre faser (figur 8):
Primærkryp som karakteriseres ved avtagende tøyningshastighet med tiden, sekundærkryp som har konstant tøyningshastighet og tertiærkryp hvor tøyningshastigheten øker mot brudd.

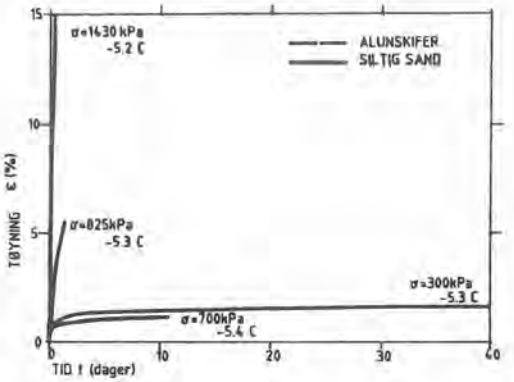


Fig.7 KRYPFORSØK

Vanligvis defineres vendepunktet mellom sekundært og tertiært krypområde som brudd. Ved dimensjonering anbefales det imidlertid at man holder seg i den primære krypfasen. Grunnen er at dersom sekundært kryp utvikler seg, er det kun et tidsspørsmål før brudd inntrer, og denne tiden er vanskelig å forutsi. I Berggrens modell baseres derfor karakteristisk kristisk spenning på overgangen mellom primær- og sekundærfasen.

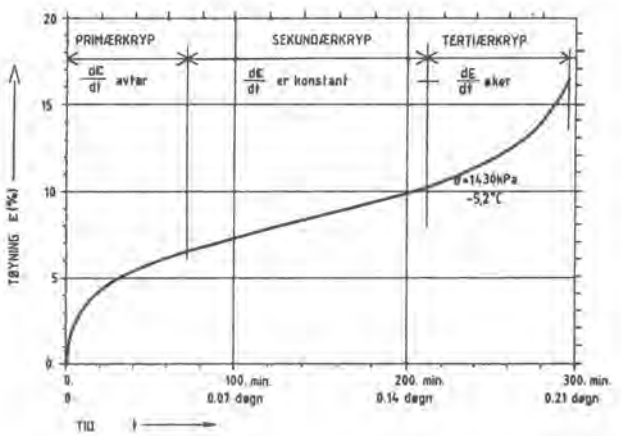


Fig.8 KRYPFASER

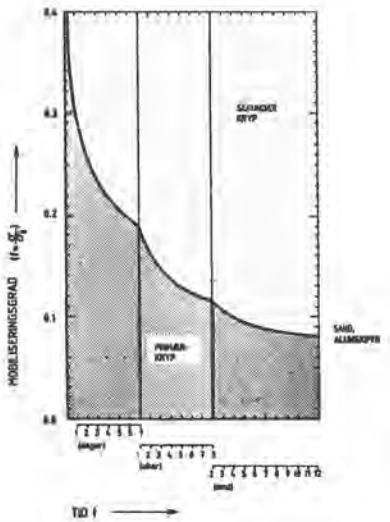


Fig.9 MOBILISERINGSGRAD MOT FUNKSJONSTID

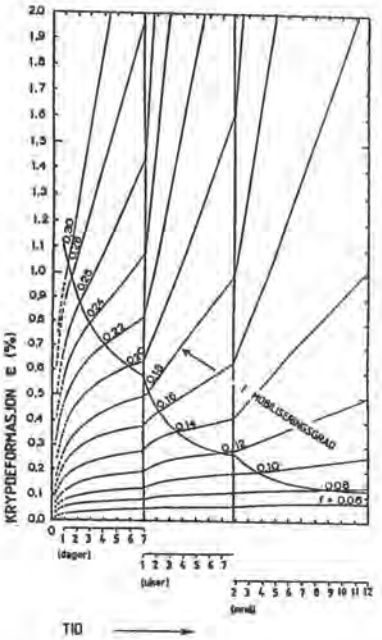


Fig.10 TØYNING SOM FUNKSJON AV TID OG MOBILISERINGSGRAD

Forholdet mellom denne karakteristiske spenningen og referansespenningen σ_Θ for en gitt temperatur benevnes som mobiliseringsgraden, f.

Sålenge man ikke overskrider den primære krypfasen har man følgende uttrykk for bestemmelse av dimensjonerende spenning, σ_d , og tilhørende tøyning, ε_d .

$$\sigma_d = \frac{1}{\gamma_m} \cdot f \cdot \sigma_\Theta = \frac{1}{\gamma_m} \left(\frac{t_{pf}}{t_p}\right)^{\frac{1}{j}} \quad (1)$$

$$\varepsilon_d = \frac{1}{r_f} \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_\Theta}\right)^{i} \cdot \ln\left(\frac{t_p}{t_o}\right) \quad (2)$$

Her er med tallverdier fra de utførte fryseforsøk i henhold til Berggrens modell (i parentes):

i	=	krypparameter	(=23)
j	=	"	(=4,2)
r_f	=	"	(=20)
t_{pf}	=	"	(=10 min)
γ_m	=	materialfaktor	(sikkerhetsfaktor)
t_p	=	belastningsvarighet, min.	
t_o	=	referansetid = 60 min.	

Vi ser at man på grunnlag av de målte krypparametrene og ligningene (1) og (2) (eller alternativt direkte fra utarbeidede diagrammer i figur 9 og 10) kan bestemme σ_d og ε_d når σ_θ for valgt temperatur er bestemt, og materialfaktor og belastningshastighet er fastlagt. Man kan videre bestemme midlere dimensjonerende kryphastighet som:

$$\dot{\varepsilon}^d = \varepsilon_d / t_p \qquad (3)$$

TEKNISK VURDERING OG UTFORMING

Utforming og dimensjonering av frysesonen er basert på resultat av grunnundersøkelser samt tolkning av laboratorie- og felt-data. Fryseoperasjonen er i utgangaspunktet forutsatt utført fra øst. Den endelige plassering og utforming av galleri for frysing vil bli avgjort under driving mot dyprenna på bakgrunn av geologiske forhold og vurderinger ved stuff samt data og opplysninger fra kartlegging foran stuff (kjerneboring, mellom-hullsseismikk m.v.)

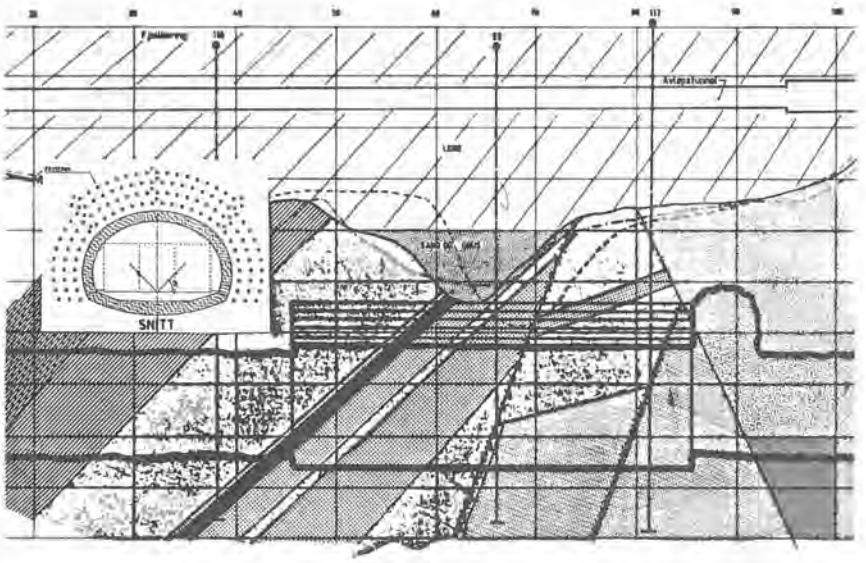


Fig.11 PROFIL, TUNNEL OG FROSTHVELV

Med nåværende utforming og beliggenhet er frysesonen antatt å bli ca. 30-40 m lang (figur 11). Frosthvelvets tykkelse er beregnet til ca. 4 m i heng og ca. 3 m i vegger forutsatt en frysetemperatur på -20° C. Tilsvarende dimensjoner fra utførte frysearbeider fremgår av Tabell 1 og figur 12. Tunnelsålen er forutsatt tettet ved forinjisering. Totalt frysevolum er beregnet til ca. 8-10.000 m3.

Nr.	STED	VALGT HVELV-TYKKELSE m	OVERLAG-RING, D m	TUNNEL-BREDDE, B, m	D x B m^2
1	Metro, Helsing-fors	2 - 2,5	22	6,5	143
2	Hisingen, Gøte-borg	1,5	18	3,5	63
3	Tverrfjellet, Dovre	3	35	8	280
4	Kloakktunnel, Råd-husplassen, Oslo	1	15	2	30
5	Milchbucktunnel Zürich	1,5- 2	10-15	15	150-200
6	Metrotunneler, Frankfurt	1 - 1,4	6-10	7	42-70
7	Abelkrysset, Oslo	4	(9)	(14)	(126)
8	Metrotunnel, Zürich	1,4- 2	2-4	14	30-60
	Fjellinjen, Råd-plassen	4	37,5	16	600

TABELL 1

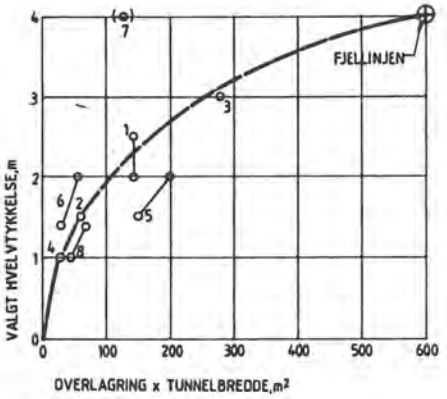


Fig.12 SAMMENHENG MELLOM HVELVTYKKELSE, OVERLAGRING OG TUNNELBREDDE VED UTFØRTE ANLEGG

Boring for installasjon av fryserør antas å bli en komplisert og tidkrevende prosess. Det vil bli stilt meget strenge krav til borenøyaktighet (maks. avvik 1%), og krav til tetthet skal være tilfredsstilt under boringen. Det antas å bli nødvendig med ca. 250 borhull. Inklusive boring for installasjon av temperaturfølere utgjør dette ca. 7.500-10.000 bormeter. Tid for boring og installasjon av fryserør er ansått til ca. 5-8 uker pr. tunnelløp.

Det er forutsatt parallell frysestabilisering av begge hovedløp. Til fryseoperasjonen er beregnet et maksimalt kapasitetsbehov på ca. 800 kW (700.000 kcal/h) ved nedfrysing av ett løp og vedlikeholdsfrysing av naboløp samtidig. Tid for nedfrysing er beregnet til ca. 6-9 uker.
Nedfrysingstid i forhold til installert fryseeffekt fremgår av Tabell 2 og Figur 13.

Nr.	STED	ÅR	kcal/h/m	FRYSETID, UKER	MIDDEL-TEMP. °C
1	Metro, Helsingfors	1975-76	58	7-12	-10
2	Hisingen, Göteborg	1970	88	5	
3	Tverrfjellet, Dovre	1967-68	87	4,3	-20
4a	Kloakktunnel, Rådplassen, Oslo	1981-82	92	6	
4b	"	"	143	3,5	-15
5	Milchbucktunnel, Zürich	1978-83	<500	1,5	-10
6	Metrotunneler Frankfurt	1976-81(?)	(307)	1	-15
7	Abelkrysset, Oslo	1975	50	6	-15
8	Metrotunnel, Zürich	1985-	80-100	2	-10
	Fjellinjen, Rådhusplassen		96	9	-20

TABELL 2

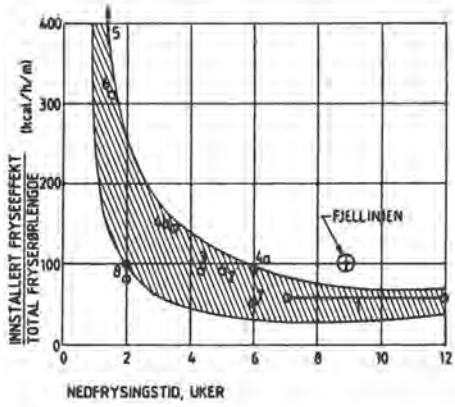


Fig.13 SAMMENHENG MELLOM NEDFRYSINGSTID SOM FUNKSJON AV INSTALLERT FRYSEEFFEKT PR. FRYSERØRSLENGDE VED UTFØRTE ANLEGG

Ut fra sikkerhetsaspekter vil det bli utført kontroll av frosthvelv med henblikk på:

- Temperatur
- Kontroll av frosthvelvets utbredelse og dimensjon (ved f.eks. bruk av mellomhullsseismikk)
- Deformasjoner under driving.

Driving gjennom nedfrosset sone er forutsatt utført ved konvensjonell bore- og sprengningsteknikk evt. i kombinasjon med meisling. Sprenging ved kontur må utføres meget forsiktig for å unngå skade på fryserør.

Midlertidig sikring vil bli utført nær stuff for å begrense krypdeformasjoner samt sikre stabilitet etter utsprengning av tverrsnitt. Sikring ved stuff er tenkt utført som en kombinasjon av sprøytebetong og stålbuer.

Permanent sikring er tenkt utført som armert,vanntett betongstøp.

Tid for driving og sikring er anslått til ca. 6-8 uker.

Total anleggstid fra stross av frysegalleri til ferdig sikret tunnel er anslått til ca. 7-10 mnd. I dette tall ligger en ikke ubetydelig sikkerhetsmargin, slik at tid for boring og nedfrysing av sikringshvelvene muligens kan kortes noe inn.

KONKLUSJON

På grunn av kompliserte grunnforhold ved kryssing av forkastningssone ved dyprennen, antas grunnfrysing å bli nødvendig som midlertidig sikring. Grunnfrysing er en både tidkrevende og kostbar prosess, men vil i dette tilfellet løse såvel krav til stabilitet som tetthet ved kryssing av dyprennen.

For å sikre en vellykket gjennomføring av denne del av prosjektet vil det være en forutsetning at de tekniske løsninger er nøye gjennomtenkt på forhånd og at såvel arbeide som kontroll utføres av godt kvalifiserte folk.

REFERANSER

1. Berggren, A.L.
Engineering Creep Models for Frozen Civil Behaviour.
Dr. Ing. avhandling NTH, Trondheim 1983

2. Berggren A.L./Rohde J.K.G.
Ground Freezing av Rock Support - Design Study for a Highway Tunnel in Oslo. Stavanger 1986.