redaksjon:
Kai Nielsen
Bård Bakkejord
Per Stenhamar
Knut R. Berg

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK

1989

Fjellsprengningsteknikk – Bergmekanikk – Geoteknikk

1989

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1989

TAPIR FORLAG

© FORFATTERNE, 1989

Trykk: Tapir Trykkeri
Bind: Sandnes Bokbinderi A/S
Omslag: Leif Gaustad
Forsidebilde: Statuen av "Svarta Bjørn" i Narvik

ISBN 82-519-1007-2

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
23. november 1989
Arrangør: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

BERGMEKANIKKDAGEN
24. november 1989
Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe

GEOTEKNIKKDAGEN
24. november 1989
Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening

Hovedarrangør:
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

FORORD

Årets arrangement er det 27. i rekken. Som ved tidligere arrangement er emnene hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Boken inneholder referat fra foredrag holdt på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 23. og 24. november 1989.

Programmet for årets konferanser er fastlagt og godkjent av styrene i de respektive foreninger.

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

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

Bård Bakkejord *Knut R. Berg*

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

0. Sivilingeniør Nils Borge-Romslo, formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
ÅPNING ..... 4 sider

1. Adm.direktør Per Chr. Gomnæs
ANLEGGSMARKEDET SETT FRA EN BØLGEDAL ..... 1 side

2. Prosjektdirektør Ola J. Aanstad
HOVEDFLYPLASS PÅ HURUM. STATUS OG FREM DIRFTSPLANER ..... 1 side

3. Lovrådgiver Henrik Bull
HVEM EIER UNDERGRUNNEN? ..... 2 sider

4. Dr.techn. Pekka Särkkä
GASSLAGER - PLANER I FINLAND ..... 8 sider

5. Civiling. Per-Olov Karlsson
GASSLAGER - PLANER I SVERIGE ..... 10 sider

6. Dr.ing. Alf Thidemann
Siviling. Tore Movinkel
Professor Kai Nielsen
DYPE GASSLAGER. ADKOMST OG LAGER-UTFORMING ..... 9 sider

7. Overing. Arne Sandvold
FRYSING AV ISPROPP I TUNELL FOR OMBYGGING AV LUKE - FALLFORS, RØSSÅGA ..... 13 sider

8. Professor Arne Myrvang
Forsker Stein Erik Hansen
STABILISERING AV RAS I TVERRFJELLET GRUE ..... 12 sider

9. Driftsjef Oddvar Mortensen
SLETTSPRENGNING MED 200 MM BORHULL MOT ENDELIG VEGG ..... 9 sider

10. Geoteknisk sjef Ulf Fredriksen
TUNELLER OG UNDERGRUNNSANLEGG ET NTNF-PROGRAM ..... 8 sider

11. Siviling. Erik Dahl Johansen
DRIFT OG VEDLIKEHOLD AV FJELLANLEGG ..... 3 sider

12. Professor Tom Myran
Siviling. Erik Dahl Johansen
VENTILASJON OG STØVFORHOLD VED FULLPROFILBORING ..... 7 sider

13. Siviling. Torill Utheim
MICROTUNNELLING METODER OG UTSTYR FOR JORD OG FJELL ..... 13 sider

14. Produktutviklingssjef Jan Vestre
SPRENGSTOFFENES EGENSKAPER. KJEMISKE, FYSISKE EGENSKAPER OG SPRENGSTOFFTESTER ..... 29 sider

15. Adm.direktør Sven Hauge
ERFARINGER FRA PLANLEGGING OG BYGGING
AV STORE LAGRE I FJELL ..... 11 sider

16. Prosjektsjef Kjell Ottar Berge
ERFARINGER FRA E-18 GJENNOM OSLO
FJELLINJEN ..... 15 sider

17. Prosjektsjef Kjell O. Berge
Byggeleder Ole Fromride
E-18 FJELLINJEN KRYSSING AV DYPRENNE
UNDER RÅDHUSPLASSEN MED OG UTEN
FRYSING ..... 12 sider

18. Anleggsjef dr.ing. Karl Melby
Overing. Eirik Øvstedal
FJORDBRYSNINGER HVORDAN VIL ERFARINGENE
PÅVIRKE DESIGN AV ANLEGG I DE NESTE 3 - 5 ÅR? ... 20 sider

DEL II: BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

FELLESSESJON

19. Professor Nilmar Janbu
SKRED OG RAS INNLEDNING TIL TEMAET ..... 18 sider

20. Avdelingsdirektør Kjell Karlsrud
SKREDRISIKO I KVIKKLEIREAVSETNINGER ..... 19 sider

21. Seksjonsleder Odd Gregersen
LANDSOMFATTENDE KARTLEGGING AV
KVIKKLEIREAVSETNINGER ..... 12 sider

22. Seksjonsleder Karstein Leid
SNØ- OG STEINSKRED, KARTLEGGING OG
ERFARINGER ..... 19 sider

23. Sivilingeniør Jarle Th. Nestvold
VINTERSKRED I TRØNDELAG 88/99
STATISTIKK OG ÅRSAKSFORHOLD ..... 7 sider

24. Sivilingeniør Torleiv Moseid
Sivilingeniør Rolf Birger Sandven
SKRED SOM FØLGE AV NEDTAPPING AV FALNINGSJØEN
KVIKNE ..... 25 sider

25. Cand.real Eystein Grimstad
BERGSKRED UTLØST VED
SPREKKEVANNTRYKK ..... 15 sider

BERGMEKANIKK

26. Ingeniør Bård Bakkejord
FORMANNENS 10 MINUTTER ..... 1 side

27. Professor dr.ing. Einar Broch
RAPPORT FRA DEN INTERNASJONALE KONFERANSE
"STORAGE OF GASES IN ROCK CAVERNS" ..... 11 sider

28. Sivilingeniør Tore M. Larsen
GRUNNVANNSKONTROLL, STURE ..... 24 sider

29. Ph.D. David C. Goodall
Stipendiat Halvor Kjørholt
ERFARINGER FRA VANNGARDINDESIGN ..... 21 sider

30. Cand.real Amund Gaut
RADONGASS I UTBYGGINGSOMRÅDER ..... 10 sider

31. Sivilingeniør Geir Veslegard
GEORADAR ..... 10 sider

32. Dr.ing. Tore Lasse By
GEOFYSISK SONDERING FORAN
TUNNELSTUFFEN ..... 9 sider

33. Sivilingeniør Walter Hoffmann
AKER BRYGGE II - FANGDAMFUNDAMENT ..... 8 sider

34. Sivilingeniør Knut Garshol
FJELLINJEN, BERGMEKANISKE VURDERINGER
FOR KRYSSING AV DYPRENNEN ..... 30 sider

35. Dr.ing. Torgeir Blindheim
UNDERSJØISKE TUNNELLER - SONDERBORING
OG INJEKSJON ..... 8 sider

GEOTEKNIKK

36. Sivilingeniør Per Stenhamar
FORMANNENS 10 MINUTTER ..... 1 side

37. Sivilingeniør Eystein Abel Engh
INNLEDNING TIL TEMAET ..... 8 sider

38. Sivilingeniør Gunnar Aas
KOMPENSERT FUNDAMENTERING ELLER
PELEFUNDAMENTERING? ..... 25 sider

39. Sivilingeniør Svein Jørve
HVORFOR PELEFUNDAMENTERING? ..... 11 sider

ÅPNING AV FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
VED FORMANNEN I NORSK FORENING FOR FJELLLSPRENGNINGSTEKNIKK
SIV.ING. NILS BORGE-ROMSLO

Ærede forsamling.

Det er en glede på vegne av styret i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) å kunne ønske velkommen til den 27. Fjellsprengningskonferanse i NFF's regi.

Jeg retter en spesiell velkomst til foreningens æresmedlemmer og til våre utenlandske deltagere.

I år runder vår forening, NFF, 25 år. Dette er et resultat av at det på den aller første fjellsprengningskonferansen som ble avviklet høsten 1963, ble nedsatt et arbeidsutvalg som skulle vurdere muligheten for å danne en fjellsprengningsforening. Resultatet av dette arbeidet var at NFF så dagens lys på vår 2. fjellsprengningskonferanse i 1964. Dermed er jubileet en realitet i år.

Gjennom disse forløpne år mener vi at NFF har maktet å avspeile det som har skjedd innen anleggs- og gruvemiljøet både i Norge og våre naboland. Ny teknologi og eksempler på praktisk utførelse har vært gjengitt i utallige foredrag opp gjennom årene. Kontakten med arbeidsplassen har alltid vært primær, og en har derved maktet å opprettholde og øke deltagelsen opp gjennom årene. Den utførende ute ved anlegg og gruver har vært og vil være sentral, og en hindrer dermed at en slik konferanse skulle komme inn i for trange teoretiske gater. La oss også gjøre vårt til å holde rallartradisjonen i beste forstand, levende i NFF i årene fremover.

Vi er meget stolte av at vi til NFF's 25 års jubileum kan komme ut med vår jubileumsbok med tittel: "Fra feisel til fullprofil".

Vi takker ansvarlig redaktør, siv.ing. Frode Færøyvik og redaksjonskomiteen hvor Per T. Smith har vært prosjektleder assistert av Morten G, Johnsen, Ludvig Bauman, Egil Vedner og Kjell Brevik. Det har vært et stort engasjement i dette arbeidet og vi er svært fornøyd med det som er utført.

Selve jubileet har vi og prøvd å fokusere på ved å eksponere og markedsføre oss i fagpressen med en egen pressekonferanse som ble avholdt tidligere i denne måneden. Dette fortjener en jubilant som NFF.

Vi har sett frem til årets konferanse med visse bange anelser vedr. deltagerantallet. Vår anleggsvirksomhet stamper i høy sjø om dagen, og det er å håpe at vi nå ved inngangen til det siste tiår i dette hundreår, makter å føre frem flere og større oppgaver, så det miljø vi representerer, får muligheten til aktivitet og utvikling. Den kompetanse et slikt miljø representerer, er for verdifullt til å smuldres bort. Vi tror i vårt styre at Fjellsprengningskonferansen med det den innebærer både på det tekniske og sosiale plan, vil bli vurdert slik rundtom, at innsparingstiltak i deltagerantall, ikke skal slå for sterkt ut.

Også på årets konferanse mener vi at vår programkommite har maktet å komme opp med emner som skulle påkalle den største oppmerksomhet, og jeg vil takke kommitèen for godt arbeid.

Allerede i første foredrag vil den lavkonjunktur vi gjennomlever på alle plan innen vårt miljø både for entreprenører, konsulenter, byggherrer, leverandører etc. bli belyst.

Hurum eller som prosjektet også er blitt nevnt, Futurum, er på dagsorden. Den årelange debatt om storflyplass på Østlandet, er velkjent. Men kommer dette prosjektet velberget inn for landing, er de anleggstekniske utfordringene store, og dette mener vi er viktig å få belyst.

Rettstilstanden når vi tar undergrunnen i bruk, belyste NFF ved å arrangere en egen temadag om dette i februar i år. Vi får et utdrag om dette på årets konferanse.

Våre store gassressurser i Nordsjøen og nordområdene er stadig gjenstand for utredninger og vurdering på teknisk/økonomisk og politisk plan. Evt. transport av gass til våre naboland er aktuelt, og status på denne fronten hos våre naboer samt problemer gasslagring reiser, vil bli belyst.

Flere foredrag på årets konferanse gir eksempler på tekniske løsninger ved ulike anlegg, drifts- og vedlikeholdssiden tas opp og teknisk utvikling på utstyrs- og sprengstoffsiden vurderes.

Vi vil videre få høre om de store arbeidene som er utført på Fjell-linjen i Oslo samt at en stor byggherre som Forsvarets Byggningstjeneste vil informere om sitt byggeprogram.

Vi avslutter konferansen med et foredrag om fjordkryssninger som vi stadig har fått flere av. Hvor står vi om 3-5 år, spør vi oss.

Dette burde være et rikholdig og variert program, hvor enhver bør finne noe av interesse.

Jeg vil takke foredragsholderne som velvillig tar på seg oppgaven med å forberede og gjennomføre disse innlegg. Det er alltid en ekstra belastning ved siden av det daglige virke.

Også i det år som har gått siden forrige konferanse, har NFF's styre prøvd å være aktive på flere plan.

I februar avviklet vi en temadag i Oslo om "Juridiske aspekter ved utnyttelse av undergrunnen, muligheter og begrensninger".

I april deltok vi sammen med NIF i et kursopplegg på Storefjell vedr. "Dagens sprengstoffer - egenskaper, bruk og sikkerhet".

Midt i april avviklet vi et medlemsmøte i Oslo med informasjon om Hurumutbyggingen, og tidlig i november fulgte vi opp med et møte, også i Oslo, hvor temaet var: "Fjelluttak over og under jord, nøyaktighetskrav".

Vi har allerede på programmet planer om medlemsmøter i januar og mars neste år hvor temaene er henholdsvis: "Vibrasjoner fra sprengningsarbeider" og "Avregning av sikringsarbeider".

Et kurs om "Forsiktig sprengning" planlegges i samarbeid med NIF våren 1990.

Vår forening er representert med to av styrets medlemmer i NIF's hovedkomite for kurs innen "Jord/Fjell/Anlegg".

Videre har vi gjennom en del tid arbeidet en del sammen med NIF for å komme frem til en avtalt form for samarbeid og bistand fra NIF til NFF når det gjelder medlemsmøter, temadager, generell etterutdanning, administrativ støtte osv. Dette er nå et tilbakelagt stadium, og vår avtale vil danne mønster også for fremtidige avtaler mellom NIF og tilsluttede foreninger.

Vår komite for internasjonal virksomhet har i år kommet med en ny publikasjon, nr. 6: "Geology of Norway", og publikasjon nr. 7: "Norwegian Tunnels and Tunnelling" er nær forestående.

Som det fremgår av det jeg har sagt, skulle NFF være i beste velgående ved rundingen av de første 25 år. La oss derfor sette fulle seil på ferden frem gjennom de 25 neste.

Jeg erklærer herved den 27. Fjellsprengningskonferansen for åpnet og har gleden av å gi ordet til dagens møteleder, professor Kai Nielsen.

Lykke til!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1989

Adm. direktør Per Chr. Gomnæs
Berdal Strømme a.s

ANLEGGSMARKEDET SETT FRA EN BØLGEDAL

Innlegg gitt muntelig på konferansen uten utgivelse av skriftelig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1989

Prosjektdirektør Ola J. Aanstad
Hurum prosjektet

HOVEDFLYPLASS PÅ HURUM. STATUS OG FREMDRIFTSPLANER

Innlegg gitt muntelig på konferansen uten utgivelse av skriftelig referat.

Lovrådgiver Henrik Bull, Justisdepartementet:

HVEM EIER UNDERGRUNNEN?

1 Presentasjon av NOU 1986:16 - Eigendomsgrenser og trative adminisinndelingsgrenser

2 Nabogrenser i undergrunnen

3 Grenser nedover i undergrunnen - gjeldende rett

3.1 Hva innebærer egentlig "eiendomsrett" til undergrunnen?
Avgrensing mot
- retten til mutbare mineraler
- statens rett til petroleumsforekomster

3.2 Dagens hovedregel er usikker, men antagelig strekker eiendomsretten seg så langt ned i undergrunnen som grunneieren har interesse av å utnytte undergrunnen.

3.3 Litt om rettspraksis i forbindelse med tunnelbygging

4 Sivillovbokutvalets forslag i NOU 1988:16

"Grunneigaren eig 100 meter ned i undergrunnen, og lenger ned om han tek grunnen i bruk lenger nede.

Grunneigarane har retten til å utnytta grunnvatn og ikkje mutbare mineralførekomstar kvar under sin eigedom, også om det er djupare nede enn det som fylgjer av fyrste stykket. Det same gjeld retten til lovfest grunneigaravgift av gruvedrift etter bergverkslova kap. 4.

Føresegna er ikkje til hinder for at det djupare ned enn 40 meter kan førast fram tunnel, når tiltaket har samtykke til å oreigna grunn eller slik oreigningsrett fylgjer av lov."

4.1 Utgangspunkt: alminnelig eiendomsgrense på 100 meter

4.2 Om grunneieren har tatt grunnen i bruk lenger ned enn

100 meter, går også eiendomsretten lenger ned.

4.3 Regelen gjelder ikke utnyttingsmuligheter som er regulert i særlov

4.4 Særlig om grunnvann og ikke mutbare mineraler

4.5 Særlig om tunnelbygging

GASSLAGER - PLANER I FINLAND

Storage of natural gas - Plans in Finland

Dr.techn. Pekka Särkkä
Neste Oy Naturgas, Esbo

SAMMANDRAG

Neste Oy har importerat naturgas från Sovjetunionen till Finland från året 1974. En kraftig växtperiod i naturgasbruk började i 1980 - talets mitt. Under denna period har Neste Gas utrett olika möjligheter att försäkra tillgången till naturgas.

Utredningarna resulterade på våren 1989 i ett uppdrag att förbereda en byggplan för ett naturgasdjuplager i berg med en aktiv gasvolym på 100 millioner m^3.

De geologiska och geofysikaliska fältarbetena i Hirvihaara, Mäntsälä är redan gjorda, borrningen av fyra 800 - 1000 m diamantborrhål är i gång och borrhålsundersökningarna planeras.

De första skisserna bestående av två 50 million m^3 lagerenheter på mellan 800 - 900 m djup är färdiga. Om allt går enligt planerna, kan den första lagerenheten vara i bruk hösten 1994.

SUMMARY

Neste Oy has imported natural gas to Finland since 1974. After the mid 80'es an intensive grovth period has taken place, and even the need for natural gas storages has come up.

In spring 1989 Neste Gas prepared a survey on different ways to store natural gas, which resulted in a job to complete a building plan for a natural gas rock storage with an active gas volume of 100 million m^3.

Site surveys and detailed planning are going on. Field work in Hirvihaara, Mäntsälä has already been carried out and diamond drilling is taking place with subsequent drill hole surveys and rock stress measurements.

The first plans consist of two 50 million m^3 storage units at a depth of 800 - 900 m. If everything goes as planned, the first unit will be operative in the autumn 1994.

NATURGASEN I FINLAND

Neste och den sovjetiska gasleverantören, Sojuzgasexport, undertecknade i 1971 ett avtal om naturgasleveranser upp till 1.4 miljarder m^3 per år. Naturgasnätet (Fig. 1) blev utbyggt åren 1973 - 1974 i den sydöstliga delen av Finland, där efterfrågan var närmast dominerad av träförädlingsindustrin. Stamledningen började från gränsen vid Imatra och fortsatte västerut till Kouvola, varifrån en gren byggdes till Kotka.

Energikrisen åren 1973 och 1979 höjde dock energipriset och reducerade förbrukningen. Naturgasen uppnådde inte den planerade importnivån. Sjunkande siffror (Fig. 2) fick till stånd nya konsultationer i början av 80-talet beträffande pris och importmängder. På grund av dessa konsultationer beslöt man att bygga gasnätet vidare till mellersta och södra Finland.

Utvidgningen av nätet till Helsingfors och Tammerfors var färdig år 1986. Efter utvidgningen har naturgasförbrukningen i Finland ökat i rask takt, under de närmaste åren ca. 20 % per år. Samtidigt har också användarstrukturen förändrat sig klart, mera och mera gas går nu till fjärrvärme och kraftproduktion.

Stamnätets totallängd är år 1989 ca. 800 km med en dimensioneringstryck av 54 bar och en gasvolym av ca. 4 miljoner m^3.

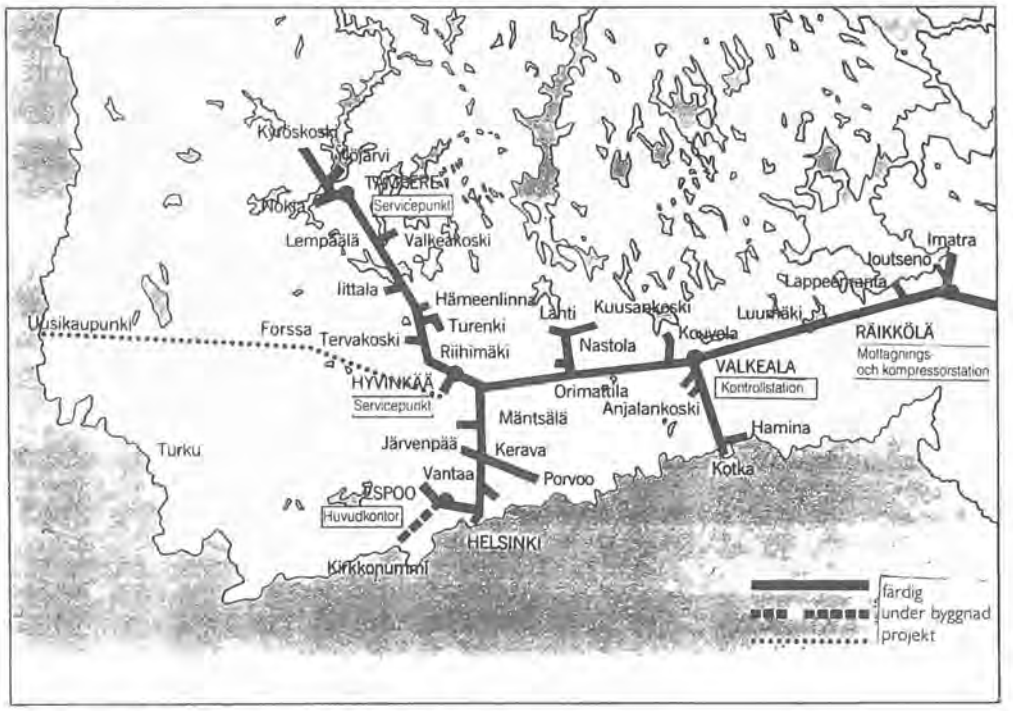


Fig. 1. Naturgasnätet i Finland.

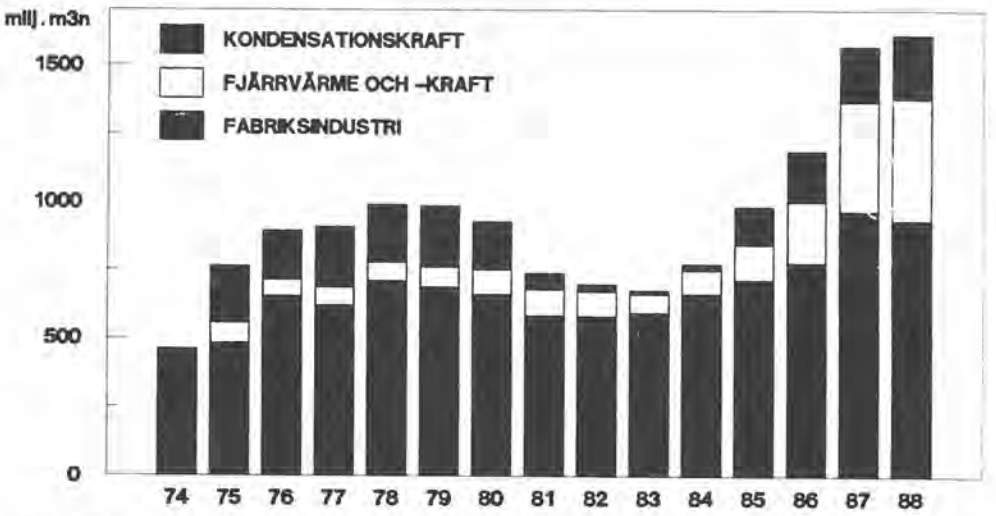


Fig. 2. Naturgaskonsumtion i Finland åren 1974 - 1988.

NATURGASLAGER

Det ökade uppvärmningsbruket av naturgas har också medfört ett större behov av utjämning och leveranssäkerhet. Detta kan bäst lösas med lagring av naturgas eller ersättande bränsle i någon form. Med dagens struktur av förbrukningen kan lagerbehovet för att jämna ut årliga fluktuationer uppskattas till ca. 5 % av den årliga importen.

Neste Oy har under de senaste 2 - 3 åren gjort mindre teknikstudier och deltagit i samnordiska forskningsprojekt (Gaslagerutvikling i Norden, Försöksanläggning för inklädda gaslager). När den väntade snabba utväxttakten blev uppenbar, beslöt gasgruppen utföra en preliminär jämförelse mellan olika lagringsalternativ under våren 1989. De skulle baseras på känd teknik och vara uppbyggbara inom rimlig tid.

Man jämförde fyra olika tekniker

- LNG (Liquefied Natural Gas) - lager nergrävt i berg eller på ytan,
- LNG - båt som flytande lager,
- inklätt berglager, och
- oinklätt djupberglager.

Här jämförde man också två olika lagerstorlekar

- 70 000 m^3 LNG (40 mill. m^3 NTP) och
- 100 000 m^3 LNG (60 mill. m^3 NTP).

Lagerstorlekarna var baserade på optimistorlekar av LNG-cisterner, som då var den prioriterade alternativen.

Resultatet av utredningen kan ses i Tabell 1.

Tabell 1

Relativa investeringskostnader för naturgaslager

	40 mill. m^3 NTP	60 mill. m^3 NTP
LNG-lager i berg	1.0	1.2
LNG-lager på ytan	0.9	1.1
LNG-båt	0.4+båt	0.4+båt
inklätt gaslager	1.0	1.3
oinklätt djupgaslager	1.0	1.1

Alla alternativ är så gott som lika dyra i de storleksklasser man jämförde. Alternativet LNG-båt föll bort, då lämpliga båtar inte fanns att chartras, och byggandet av en ny båt var uppenbart oekonomiskt. Marginalkostnaden för lagerutvidgningen var klart billigast för ett oinklätt djupgaslager. När därtill priset på LNG var högre än på naturgas, beslöt Neste satsa på den oinklädda djupgaslagerprincipen.

PLATSVAL

Lagret måste placeras centralt med hänsyn till gasnätet för att kunna leverera gas med så små tryckförluster och till ett så stort område som möjligt. Geologiska forskningcentralen i Finland fick våren 1989 ett uppdrag av Neste Oy på att utreda lämpliga platser för djuplager för naturgas.

Undersökningsområdet begränsades till platser, som var närmare än 20 km från naturgasrören på sträckan Kouvola-Riihimäki-Tavastehus-Kerava. Där sökte man hela och homogena bergpartier, som skulle vara minst 2 x 2 km stora, hållfasta ($_c$ > 150 MPa) och täta ($k < 10^{-9}$ m/s). Närhet till vattendrag och lämplig placeringsplats för bergtipp var också önskvärt.

På satellitbilder och geologiska, geofysikaliska och topografiska kartor hittade man 66 möjliga bergblock. Av dem gallrade man bort 32 block på grund av distans till gasledningen, storlek och bergart samt relativt avstånd till gasledning. Kvarstående 34 block rangerades enligt geologi och plats. På grund av drifttekniska synpunkter valdes slutligen två block, Hirvihaara Södra och Hirvihaara Norra, i närheten av naturgasrörens korsning i Mäntsälä, för fortsatta undersökningar.

FÄLTUNDERSÖKNINGAR

Hirvihaara Södra är ett platt, stort, obebott granitområde, som är begränsat av tydliga krosszoner. Området skärs av ett par okända zoner, vars kvalitet skulle utredas, särskilt med geofysikaliska mätningar.

Hirvihaara Norra består av en gabbrointrusion, som till sin densitet klart skiljer sig från omgivningen. Dess konturer kan därmed bestämmas med t.ex. gravitativa metoder.

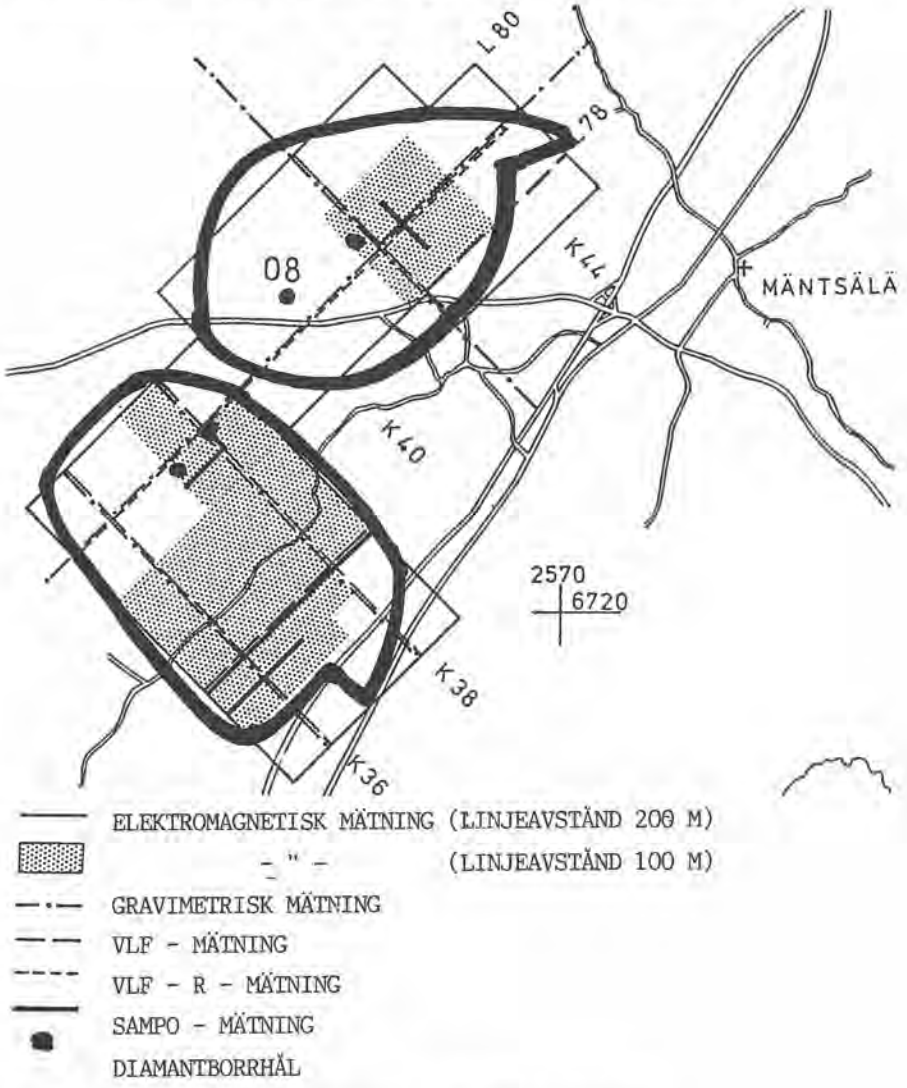


Fig. 3. Fältundersökningarna i Hirvihaara.

Med geologiska undersökningar, ytborrning medräknat, bestämmes bergets ytgeologi, struktur och byggnadsgeologiska egenskaper, med geofysik och djupborrningar samt borrhålsmätningar utredes geologins och strukturernas omfattning i djup.

Fältarbetena i de geologiska och geofysikaliska ytundersökningarna är i stort sett gjorda (Fig. 3). På basen av dem valdes platsen för fyra djupa (800 - 1000 m) borrhål, vilket kommer att ge ytterligare information om berget i djup. Det slutgiltiga platsvalet kommer att ske i december.

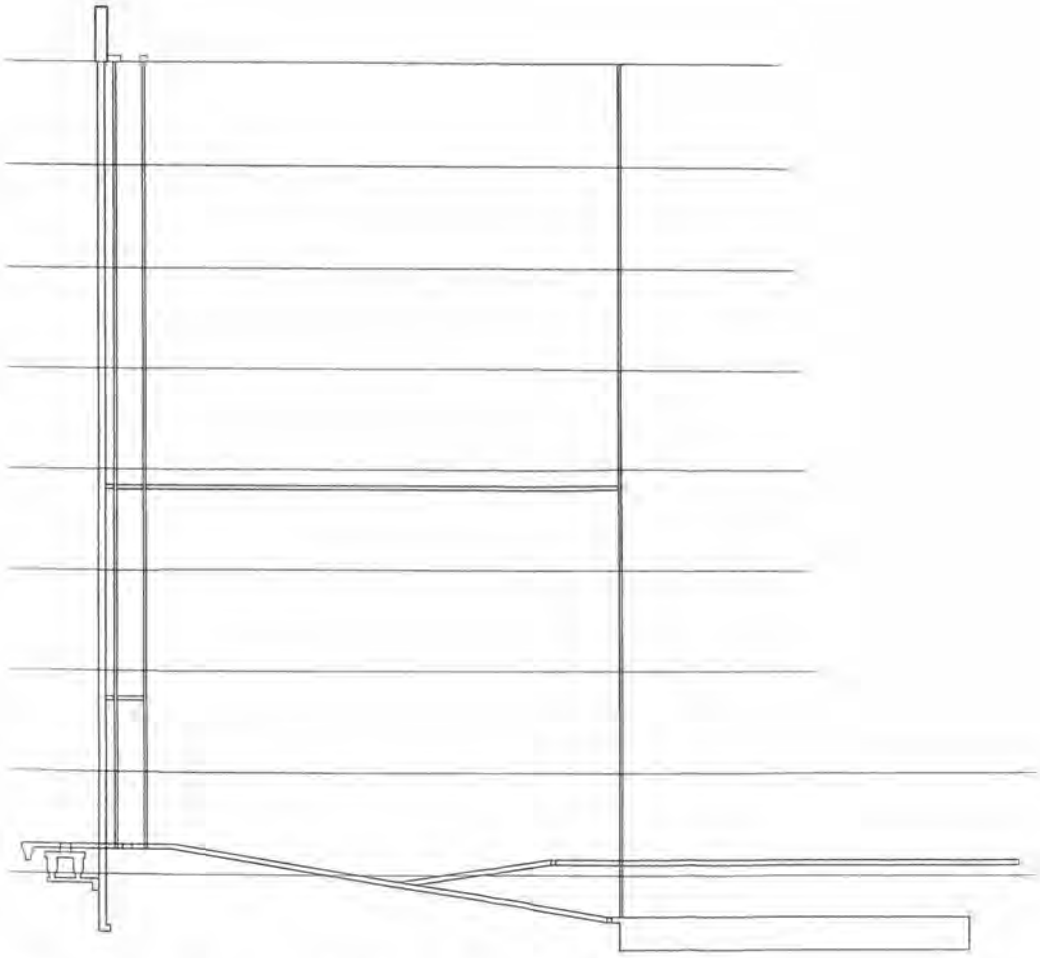


Fig. 4. Ett vertikalsnitt av gaslagret.

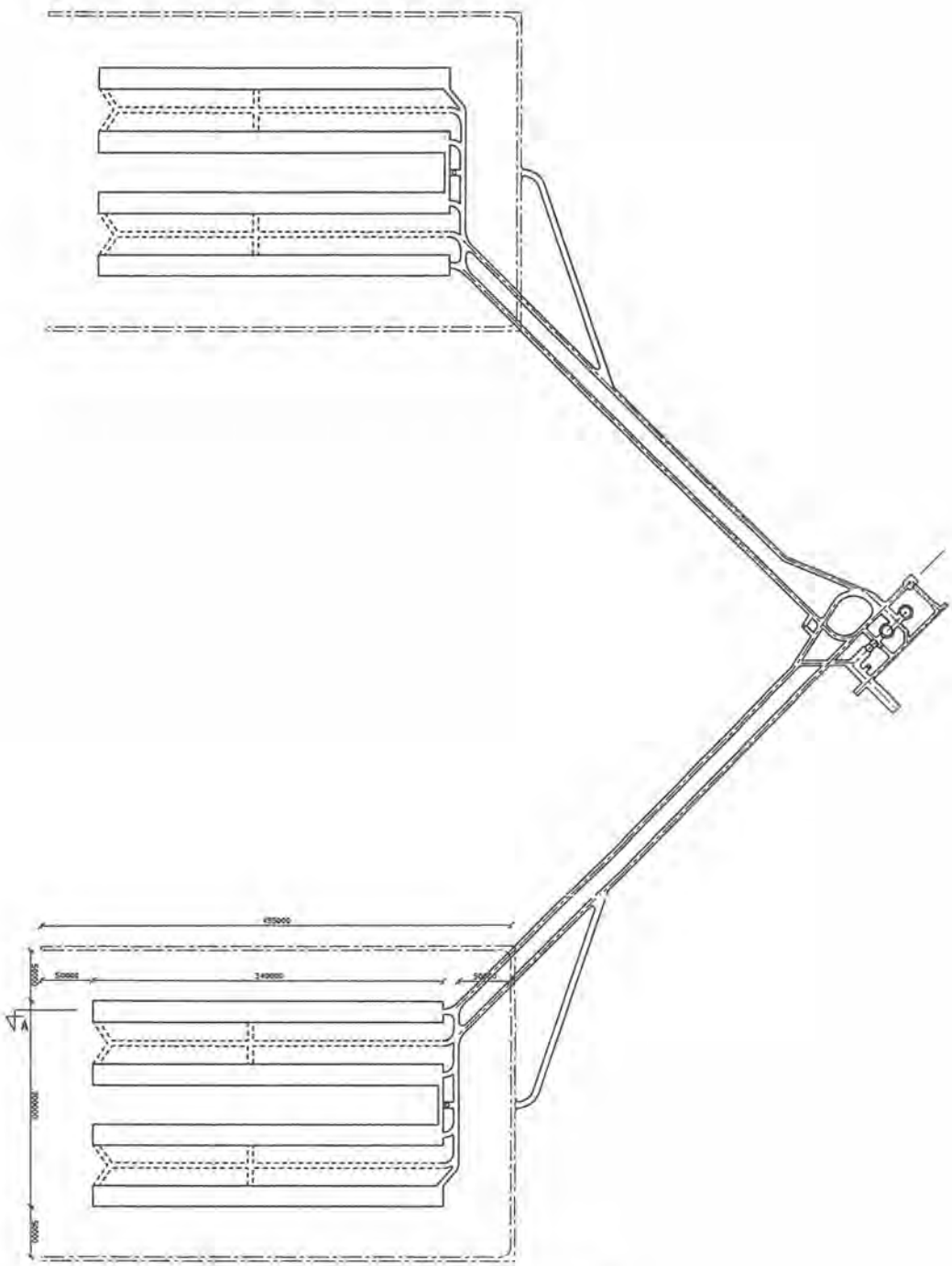


Fig. 5. Ett horisontalsnitt av gaslagret.

LAGERPLANERING

Djuplagret baseras på ett koncept av oinklätt, vattentätat lager, i princip på samma system som LPG-lagren. Trycknivån och volymerna är dock betydligt högre.

Neste planerar i dag ett djuplager för 100 millioner m^3 naturgas i ett maximitryck av 8 MPa (80 bar). Lagret skall ur driftteknisk synpunkt delas i två 50 millioner m^3 enheter. För att kunna försäkra vattenflöde in i lagren, kommer lagren att placeras på djup av 840 - 870 m (Fig. 4). Därtill bygges en vattenridå runt lagren.

Olika transport- och uppfordringsmöjligher har diskuterats, men på grund av djupet kommer förbindelserna att skötas endast genom schakt.

Själva lagerenheterna (Fig. 5) kommer att byggas med konventionell oljecisternteknik med en höjd på 32 m, bredd på 20 m och längd upp till 340 m, om bergförhållandena tillåter. De kommer att ha en totalvolym på 800 000 m^3 per en enhet bestående av fyra rum. Det finns också alternativa lösningar, ifall bergspänningarna eller bergkvaliteten är sämre än väntat.

Själva uppfordringsshaktet skall ha en diameter på 7 m och en uppfordringskapacitet på 550 t/h. Bergskipen kommer att ha en volym på ca. 15 m^3 och en maximilast på 30 ton.

Tidtabellen är stram. Planeringen av transport- och uppfordringsförbindelserna skall vara färdig i mitten av december 1989 för offertförfrågningar. Planeringen av hela lagersystemet skall vara färdig i månadskiftet januari-februari 1990, då också offerterna för byggandet av transport- och uppfordringsförbindelserna skall vara inne. Därefter kan Neste fatta ett beslut om byggandet av gaslager.

Om beslutet görs i februari 1990, kan den första lagerenheten tagas i drift i augusti 1994 och den andra i augusti 1996.

GASSLAGERPLANER I SVERIGE

Natural Gas Storage - Swedish Plans

Civ.ing. Per-Olov Karlsson, SwedeGas AB, Stockholm

SAMMENDRAG

Lagring av gas i bergrum är en teknik som kan innebära lösningen på frågor om hur lagring för belastningsutjämning och beredskap ska ske i det framtida svenska naturgassystemet.

SwedeGas startade tidigt 1989 ett lagringsprojekt omfattande system- och lokaliseringsstudier, tekniska utredningar, pilotförsök, kostnadsanalyser och utbyggnadsplanering. Lagring i gasfas i olika former av bergrum är prioriterade koncept med LNG-lagring som möjligt alternativ. Förhandlingar pågår också om att lokalisera del av det svenska lagerbehovet för säsongsutjämning i ett akvifärlager i Danmark.

En nyckelfråga för bergrumslagring är, vid sidan av säkerställande av den tekniska funktionen, anläggningskostnader. Utomordentligt rationellt byggande i kombination med metodutveckling och långt driven kvalitetssäkring blir förutsättningar för framgång.

SUMMARY

The concept of storing gas in rock caverns is considered to have good possibilities to solve the storage questions with regard to commercial and emergency storage in the future Swedish natural gas system.

In early 1989 SwedeGas launched a broad storage project comprising systems and localization studies, technical investigations, pilot tests, cost estimates and construction plans. Rock cavern concepts are priorited with the LNG-concept as a possible alternative. Negotiations are also underway to locate part of the Swedish seasonal storage in an aquifer storage in Denmark. The goal is to have a complete storage development plan ready at the end of this year.

Crucial parameters for success in the work beside verifying technical functions are the economics. Extraordinarily rationalized construction in combination with development of construction methods and quality assurance will be key issues.

DET SVENSKA NATURGASSYSTEMET

Naturgas introducerades i södra Sverige 1985. Våren 1988 hade naturgassystemet förlängts längs Västkusten upp till Göteborg.

En omfattande vidareutbyggnad planeras nu i främst västra och mellersta Sverige. Figur 1 visar befintliga och projekterade gasledningssträckningar i Västsverige och planerad sträckning för utbyggnaden av naturgasnätet mot Mälardalen/Bergslagen. Naturgasen har enligt planerna nått Stockholmsområdet 1993/94.

Figur 1 Befintliga och planerade gasledningar

Ett inköpsavtal avseende kraftigt ökad gasimport från Danmark tecknades under sommaren 1989. Importförhandlingar pågår dessutom med Norge och Sovjetunionen innebärande att det kan bli aktuellt med tillförsel av gas från tre olika håll i framtiden.

En totalmarknad för naturgas på ca 60 TWh kan förutses innebärande en andel av mer än 10% av Sveriges energiförsörjning. Motsvarande värde för andra länder i Västeuropa, där naturgasen finns etablerad, är 15-20%.

Under andra hälften av 1990-talet kommer sannolikt naturgasdrivna kraftverk att bli aktuella i samband med avvecklingen av de första kärnkraftblocken i Ringhals och Barsebäck.

BEHOV AV GASLAGER

Den fortsatta naturgasintroduktionen kommer att innebära betydande investeringar med utomordentligt omfattande anläggningsarbeten som följd. Detta gäller främst själva transportsystemet för naturgas, som består av nedschaktade ledningar av höghållfast stål med tillhörande stationer och ventilarrangemang. Bergarbeten blir dock endast aktuella i samband med rörgravssprängningar.

Av större intresse i detta sammanhang kan anläggningar för lagring av naturgas bli. Utbyggnaden av naturgasnätet medför nämligen behov av lager för:

- Lastutjämning
- Leveranssäkerhet
- Beredskapsförsörjning

Lager för lastutjämning skall klara merförbrukningen under den kalla årstiden (säsongsutjämning) samt under extremt kalla dagar ("peak-shaving", utjämning av dygnsvariationer).

Beredskapslagerkraven regleras i svensk lag, som föreskriver att viss del av föregående års förbrukning skall lagras. Huvudprincipen för beredskapslagring är dock att lagringen av ekonomiska skäl så långt möjligt bör ske i annan form än gas, t ex olja.

Leveranssäkerhetslager erfordras för att uppnå erforderlig leveranssäkerhet vid ett eventuellt haveri på tillförselsystemet och förutsätts ingå i beredskapslagret.

Lagerbehovet ökar med marknadsutvecklingen. Det totala volymsbehovet kommer att bero av en rad faktorer som t ex leveransvillkor i gasinköpskontrakten, marknadens lastvariationer och möjligheter för vissa förbrukare att utnyttja alternativa energiförsörjningssystem under perioder med mycket hög last.

Under vissa antaganden om dessa faktorer kan det totala lagerbehovet uppgå till 600-800 MNm^3 (Nm^3 = normalm^3 gas, volymen vid atmosfärstryck och t = 15°C). Detta skulle vid lagring i bergrum, vid ett lagringstryck på t ex 10 MPa (100 bar), motsvara 6-8 Mm^3 bergrum, dvs utomordentligt stora volymer. Till detta kommer volymer för nedfartstunnlar, schakt mm.

Med hänsyn till marknadsuppbyggnad och beredskapskrav bör lager tas i drift från mitten av 1990-talet och framåt. Genomloppstiden för tillståndsprövning, projektering och byggande kommer att innebära att val av teknisk lösning för lagringen (se nedan) bör göras kring årsskiftet 1989/90.

Marknadens geografiska utveckling blir styrande för lokaliseringen av lager med flera tyngdpunkter: Skåne, Västkusten (Göteborgsområdet) och Stockholmsområdet.

SWEDEGAS LAGERPROJEKT

SwedeGas pågående arbete med lagerfrågorna syftar till att under 1989 fastställa en utbyggnadsplan vad gäller:

- Optimerade volymer
- Lagringsprinciper (tekniska lösningar)
- Tidplan för utbyggnad
- Lokalisering
- Investeringsbehov

De tekniska lösningar för gaslagring som därvid studeras är:

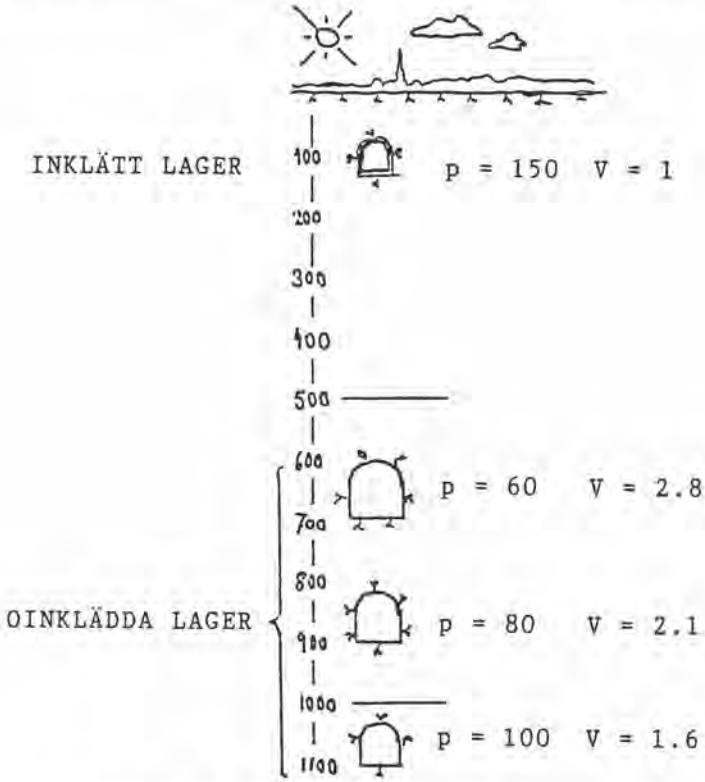
- Bergrum (inklädda och vattentätade)
- LNG
- LPG
- SNG (syntetisk naturgas)
- Saltkaverner (i Danmark)
- Akvifärer (i Danmark)

BERGRUMSLAGRING ALLMÄNT

I avsaknad av lämpliga geologiska strukturer för konventionell gaslagring (lagring i tömda gasfält, saltkaverner och akvifärer) bedöms lagring i olika former av utsprängda bergrum innebära goda tekniska och ekonomiska förutsättningar för svensk del. Denna bedömning baseras bl a på de normalt gynnsamma geologiska förutsättningarna för bergrumsbyggande och den stora erfarenhet av undermarksanvändning för olika ändamål, som finns i Sverige.

Med hänsyn till att saltkaverner och akvifärer innebär lösningar utanför Sverige kan sådana lager ej utgöra beredskapslager.

Eftersom gaslagring i bergrum tidigare ej har prövats vid de tryck och volymer som kommer att bli aktuella, har ett omfattande utvecklingsarbete genomförts under senare år för att verifiera och demonstrera tekniken. Utvecklingen har fokuserats på två principiellt olika typer av bergrumslagring, nämligen vattentätade, oinklädda lager och inklädda, mera ytligt förlagda lager, se figur 2.

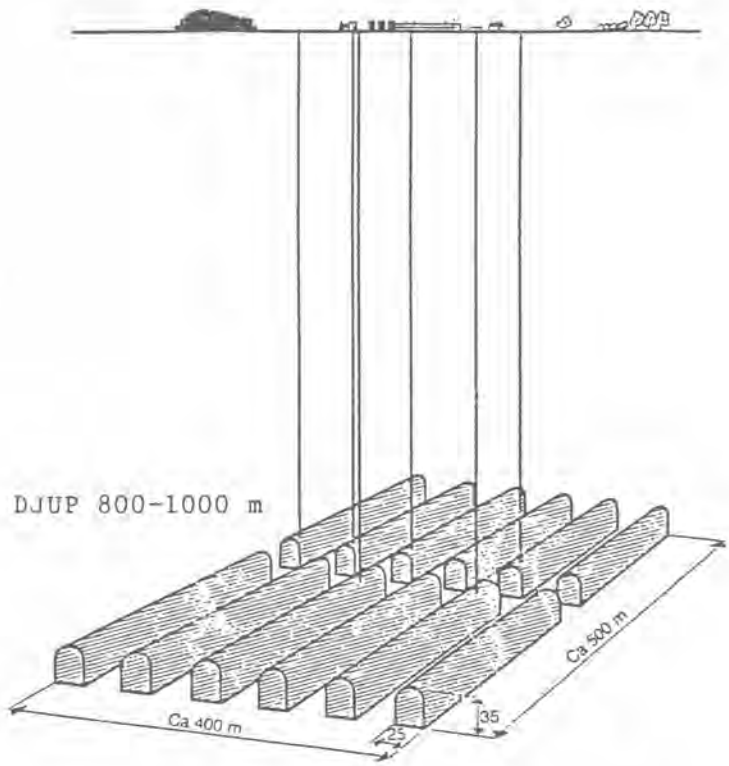


Figur 2 Principer för bergrumslagring av naturgas. Tryck och relativa volymer.

VATTENTÄTADE BERGRUMSLAGER

I djupförlagda oinklädda lager lagras gasen vid ett tryck som är lägre än omgivande grundvattentryck. Tryckförhållandena kring lagret innebär att grundvattnet kommer att strömma i bergets sprickplan in mot lagret, vilket i kombination med ett berg av normalgod kvalitet garanterar gastätheten. För att säkerställa att det alltid finns vatten i alla sprickplan, kan det vara fördelaktigt att injicera vatten ut i berget kring lagret från en borrhålsridå kring lagret.

Lämpligt förläggningsdjup för vattentätade lager blir en avvägning mellan kostnader för förbindelser markyta-lager och själva lagerutrymmena, vars volym minskar med ökande djup. Det optimala djupet bedöms vara 800 à 1000 m, figur 3.

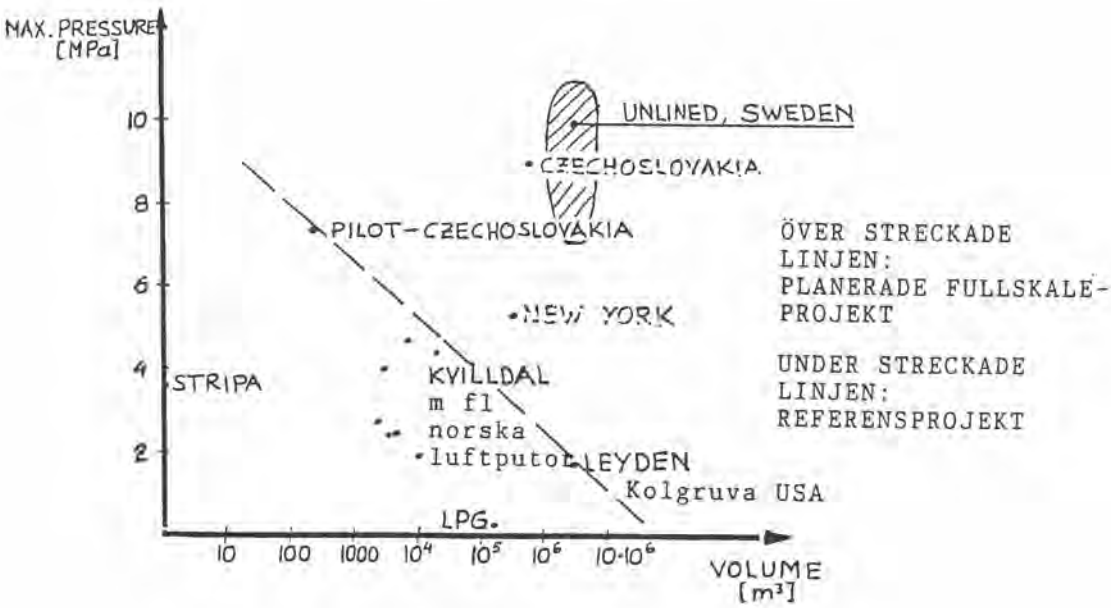


Figur 3 Djupförlagt, oinklätt lager. Principfigur.

Något storskaligt djupförlagt vattentätat lager har såvitt känt ej byggts. En rad likartade tillämpningar för delvis andra ändamål finns dock. Utvecklingsbehovet inskränker sig därför i första hand till att få fram säkra designkriterier. Bland referensanläggningar kan nämnas:

- o Tryckkammare (luftputor) i norska vattenkraftverk
- o LPG-lager i Sverige och utomlands
- o Lagring i nedlagd kolgruva i Colorado, USA
- o Pilotförsök i gruva i Tjeckoslovakien
- o Borrhålsförsök i Stripagruven i Sverige

En sammanställning av relevanta referensprojekt och planerade fullskalelager redovisas i diagrammet i figur 4.



Figur 4 Vattentätade lager, sammanställning

Ett antal intressenter (Vattenfall, SwedeGas och Sydkraft i Sverige, Statkraft och Sintef i Norge samt Neste i Finland) har gått samman i ett samnordiskt utvecklingsprojekt "Gaslagerutveckling i Norden" med syfte att klarställa förutsättningarna för gaslagring i oinklädda bergrum. Försök i norska vattenkraftverk utför därvid en viktig del i utvecklingsprogrammet. Behovet av en separat pilotanläggning för att demonstrera tekniken och i större skala verifiera resultat från tidigare utvecklingsarbete studeras också.

INKLÄDDA BERGRUMSLAGER

Inklädda bergrumslager bygger på principen att en särskild lining garanterar gastätheten, medan själva gastrycket överförs till omgivande berg. Ett förläggningsdjup med drygt 100 m bergtäckning bedöms vara lämpligt vid normalgott berg och vid ett maximalt lagertryck på ca 15 MPa (150 bar).

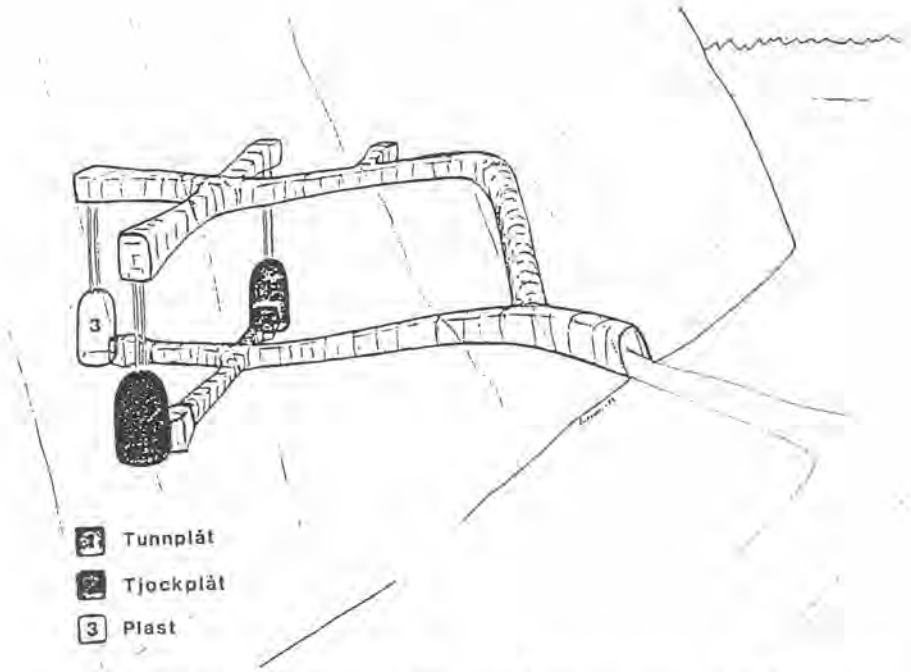
Hittills genomförda studier har lett till slutsatsen att inklädda bergrumslager kan utgöra ett fördelaktigt koncept, förutsatt att vissa tekniska nyckelfrågor kan lösas.

Denna typ av lagring med mycket höga tryck har dock ej tidigare prövats. Behov av tester i en anläggning i pilotskala har därför bedömts föreligga. I en sådan kan såväl hela lagersystemet som viktiga detaljlösningar provas under realistiska belastningsförhållanden.

En sådan försöksanläggning för inklädda lager har under 1988-89 byggts i Grängesberg i Bergslagen, figur 5. Projektdeltagare är Vattenfall, SwedeGas, Sydkraft, Statoil i Norge, Neste i Finland, entreprenörerna Skanska och BPA och konsultgruppen J&W/Grøner. Ett antal utvecklingsorgan stöttar dessutom projektet finansiellt.

I tre bergrum med en volym om vardera ca 130 m^3 prövas olika typer av inklädnad med tryck upp till 20 MPa; rostfri 0,4 mm tunnplåt, konventionell 6 mm tryckkärlsplåt och plast. Testerna genomförs under sommaren och hösten 1989.

Som ett vidare steg i utvecklingen av inklädda bergrumslager planerar Sydgas en demonstrationsanläggning i full skala (10 - 15 MNm^3 gas). Genomförandet av detta projekt blir avhängigt av resultaten från Grängesbergsprojektet.



Figur 5 Försöksanläggningen för inklädda gaslager i Grängesberg

LNG-LAGER

Om utvecklingsarbetet med bergrumsteknik för gaslagring ej ger tillfredsställande resultat med avseende på säker teknisk funktion eller rimlig ekonomi, är LNG-lagring (lagring av flytande naturgas) en tekniskt beprövad lagringsmetod, som främst kan tillgodose behovet av beredskapslager i Sverige. Lagerbehovet för lastutjämning får då sannolikt köpas i Danmark. Under sommaren 1989 har ett ramavtal med Danmark tecknats innebärande att del av det svenska behovet för säsongsutjämning kan komma att lagras i en akvifärstruktur väster om Köpenhamn (Stenlille).

LNG-tekniken bygger på att naturgas blir flytande vid -162°C och atmosfärstryck och innebär ett mycket effektivt volymsutnyttjande av naturgas. Volymen av flytande naturgas är endast 1/600 av gas vid atmosfärstryck. Även här blir det sannolikt fråga om undermarksbyggande för att åstadkomma erforderligt fortifikatoriskt skydd för beredskapslagret. Det kan antingen bli fråga om förläggning i berggropar med tak eller utnyttjande av befintliga bergrum, t ex tömda oljelager.

AVSLUTNING

Tekniken med gaslagring i bergrum bedöms sammanfattningsvis ha goda möjligheter att bidra till lösningen på frågan om lager i det framtida svenska naturgassystemet.

En viktig förutsättning för framgång i arbetet är dock vid sidan om verifierad teknisk funktion även låga kostnader. Utomordentligt rationellt byggande i kombination med metodutveckling och långt driven kvalitetssäkring kommer att bli nyckelbegrepp.

Ett intensivt arbete genomförs därför under 1989 omfattande system- och lokaliseringsstudier, tekniska utredningar och försök samt ekonomiska analyser med kostnadskalkyler och genomförandeplaner. Allt med målet att vid slutet av året ha en fullständig utbyggnadsplan för lager klar.

Satsningen på bergrumslagring av naturgas kan innebära att gaslagerbyggande blir nästa stora utmaning för svenskt bergbyggande!

DYPE GASSLAGER. ADKOMST OG LAGERUTFORMING.

Deep seated gas storage caverns. Access and storage design.

Dr.ing. Alf Thidemann
SINTEF Bergteknikk

Siviling. Tore Movinkel
SINTEF Bergteknikk

Professor Kai Nielsen
Institutt for geologi og bergteknikk, NTH

SAMMENDRAG

Gasslagring på stort dyp i uinnkledde bergrom er under planlegging. Adkomst til lageret er en viktig faktor både for økonomi og fremdriftsplan. Når bergets evne til å motstå trykk utnyttes, viser en anleggsteknisk optimalisering at et ukompensert lager med sjaktadkomst er å foretrekke. Det uinnkledde lager tettes ved et kunstig forhøyet grunnvannstrykk gjennom bruk av vanngardin. Lager anbefales utformet som flere parallelle haller med ca 600 m^2 tverrsnitt. Byggetiden for et første byggetrinn med lagringskapasitet 100 MSm^3 gass (mill. standard kubikkmeter) og maksimaltrykk 11,5 MPa er beregnet til knapt 4 år. Kostnaden er på ca 455 MNOK. Kostnadene og tidsbehovet reduseres vesentlig ved de etterfølgende byggetrinn.

SUMMARY

Deep seated gas storage caverns are at present being planned in the Nordic countries. The choice of access is of importance regarding both the costs and construction time for a completed storage. When utilizing the full capability of the rock to withstand internal pressures, an economic optimization shows that an uncompensated storage facility with shaft access is the preferable solution.

Gas leakage from the caverns is prevented by water curtains creating an artificially increased pore water pressure in the surrounding rock masses.

The recommended storage design is a set of long, parallel caverns, each with a cross section of approximately 600 m^2. The storage facility will be developed in several stages. The construction time for a first stage with a storage capacity of 100 MSm^3 and a max pressure of 11.5 MPa, will be a little less than 4 years. The costs are calculated at 455 MNOK. The costs and construction times for the subsequent development stages will be significantly lower.

INNLEDNING

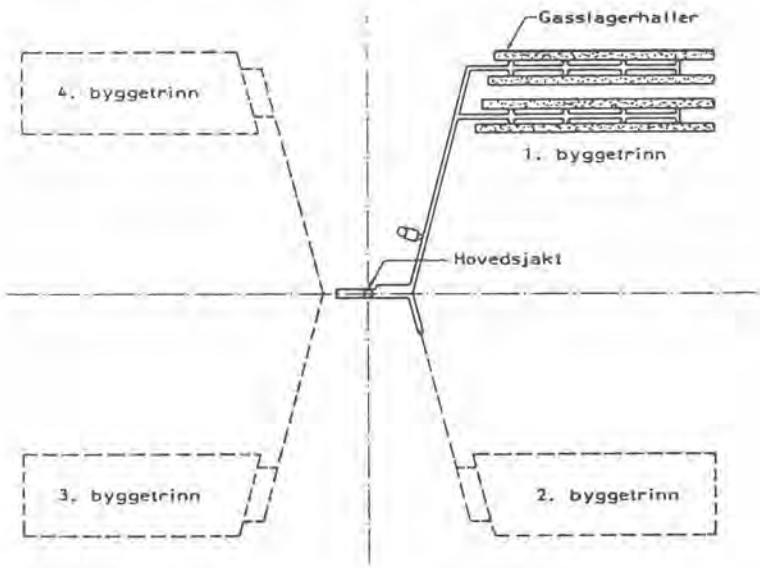
Gasslagring i uinnkledde bergrom på stort dyp planlegges både i Finland og Sverige. I Norge foreligger ingen planer, men SINTEF er sterkt engasjert i et nordisk forskningsarbeide som organiseres og ledes av GUN (Gasslagerutvikling i Norden).

I GUN deltar (1989): Neste Oy fra Finland, SwedeGas og Vattenfall fra Sverige, samt Norsk Hydro, Statkraft og SINTEF fra Norge.

Den norske ingeniørgeologiske og anleggstekniske erfaringen fra kraftutbygging er svært nyttig som grunnlag for design av dype gasslagre. Stikkordene her kan være trykktunneler med inntil ca 1000 m vanntrykk (ca 100 bar) på råsprengt berg og luftputekamre i kraftverk med inntil 48 bars lufttrykk i uinnkledde bergrom.

FORUTSETNINGER OG DESIGNKRITERIER

Adkomsten til lageret er en nøkkelfaktor både for økonomi og tidsplan. Det regnes videre med behov for trinnvise utvidelser av lagerkapasitet. Adkomst og utvidelsesmuligheter er kombinert ved at flere byggetrinn grupperes om en hovedadkomst. Fig. 1 viser grunnplan av konseptet med fire byggetrinn á 100 MSm^3, ialt 400 MSm^3.



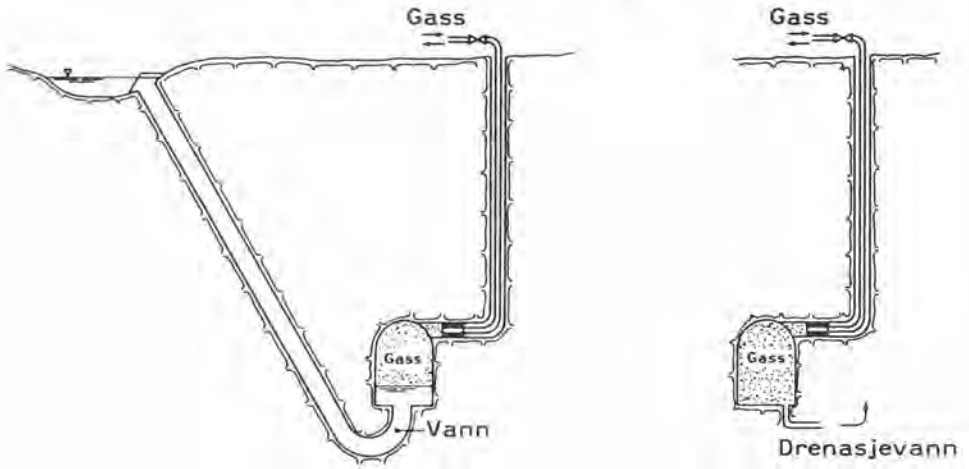
FIGUR 1 Grunnplan av gasslager i fire byggetrinn.

Ut fra vårt generelle erfaringsgrunnlag er følgende begrensninger valgt:

- maksimal dybde (fjelloverdekning) : 1000 m
- maksimalt lagringstrykk : 120 bar

To hovedtyper av gasslagre er undersøkt.

Begge typer lager er vist i Fig. 2. Ved kompensert lager holdes gasstrykket tilnærmet konstant og lik det hydrostatiske trykket for reservoaret i dagen og ned til vannflaten i lageret. Ved det ukompenserte lager er volumet konstant og gasstrykket varierer. Det forutsettes her et minimumstrykk på 15% av det maksimale.

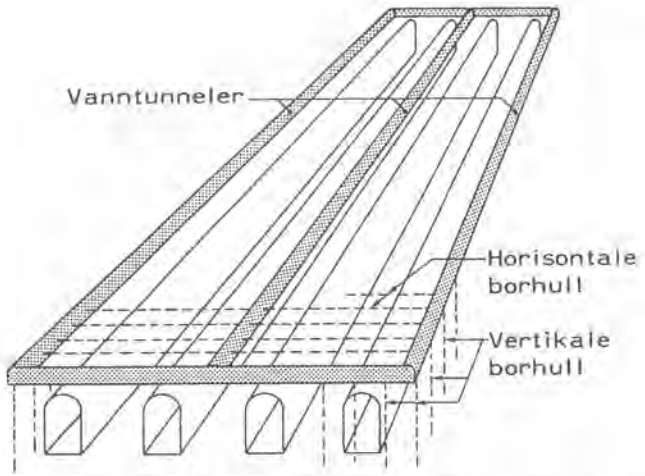


FIGUR 2 Prinsipp for gasslager i uinnkledde bergrom.

Kravene til styrke og tetthet for et gasslager må være oppfylt uansett om det gjelder en ståltank i dagen eller et uinnkledd bergrom. Evnen til å motstå trykk fra lageret øker med dybden under fjelloverflaten. Bergmassene kan oppta ethvert aktuelt gasstrykk når riktig dybde velges. Kunstig forhøyet grunnvannstrykk rundt lageret ved vanninjeksjon har vist seg å være et effektivt tiltak mot luftlekkasje i vannkraftverkenes luftputekamre. Luft- eller gass-sperren kalles vanngardin og består av et system av tunneler og borhull slik det er vist i Fig. 3. Vanntrykket kan være 5-10 bar høyere enn gasstrykket.

Vanngardinens trykk må ikke overskride det trykk som fører til åpning av sprekker i bergmassene. Denne grensen kan settes lik bergmassenes minste hovedspenning (σ_3). Betingelsene for anvendt trykk i vanngardin (p_v) i forhold til gasslagertrykket (p_g) og minste hovedspenning blir - med en sikkerhetsfaktor F:

$$p_v = {}^{\sigma_3}/_{F} > p_g$$



FIGUR 3 Eksempel på vanngardin.

På store dyp er minste hovedspenning ofte lik den gravitative vertikalspenningen (σ_v), som ved en overdekning i m (h) blir:

$$\sigma_v = \sigma_3 = 0{,}027\ h \quad (MPa)$$

Ved å kombinere disse ligningene og velge et overtrykk i vanngardinen på 10 bar kan en eksempelvis oppnå:

Ukompensert lager: Overdekning 600 m - Gasstrykk 115 bar.

Det forutsettes at vanngardinen gir et kunstig grunnvannstrykk tilnærmet lik det dobbelte av det naturlige. Dette ser ut til å virke tilfredsstillende ved Torpa kraftverk.

ADKOMST

Ved kompenserte lagre er disse plassert inntil 1000 m dypt og vil ved flatt terreng kreve en sjaktdybde på ca 1000 m eller en adkomsttunnel drevet på synk 1:8 på ca 8 km.

Adkomst ved tunnel med 50 m² tverrsnitt og middels sikringsnivå vil trenge ca 4,5 års byggetid. De direkte kostnadene blir ca 120 mill kr. Beregningene viser at sjaktløsningen er lønnsom for alle alternativ med unntak for ukompensert lager plassert under høyereliggende fjellplatå (dalsidehøyde 500 m). Med mere enn to byggetrinn vil sjakt være rimeligst også her.

Adkomst ved sjakt er tenkt utført som konvensjonell gruvesjakt, avsenket fra dagen. Opplysninger fra kanadisk praksis tyder på en kapasitet på 4,0 m/dag (helkontinuerlig drift). I tillegg kommer rigging, omlegging av heisspill, permanent innbygging og ferdigstillelse på ca 450 døgn. Drivetid for en sjakt på 1000 m blir:

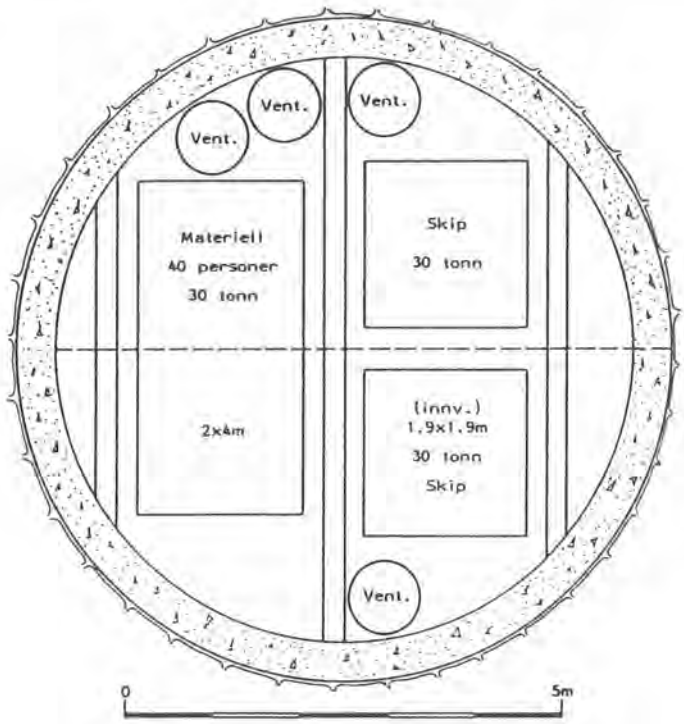
450 + 1000/4 = 700 døgn. Denne byggetida forutsetter helkontinuerlig drift.

Kostnadene inklusive heismaskineri oppgis til 117.000 kr/m, som et middel for flere kanadiske sjakter med dyp 1000-1600 m.

Det forutsettes full utstøping og en indre sjaktdiameter på ca 7,0 m.

Ved sjaktadkomst vil massetransporten foregå i heis. Det nyttes i dag skiper med 30 tonn nyttelast og heishastighet 17-18 m/sek. Ved en midlere hastighet inklusive lasting, tømming, akselerasjon og retardasjon på 15 m/sek blir syklustiden for en 1000 m dyp sjakt: (1000/15) · 2 = 133 sek. Netto kapasitet ved doble skiper blir: 1624 tonn/h. 80 timer drift pr uke gir ukekapasitet: 1624 · 80 = 130.000 tonn/uke = 48.000 fm^3/uke. Kapasiteten forutsetter grovknusing før lasting i skip. Heis for materiell og mannskap: 40 mann eller 30 tonns last. Innbygging i sjakten kan være som vist på Fig. 4.

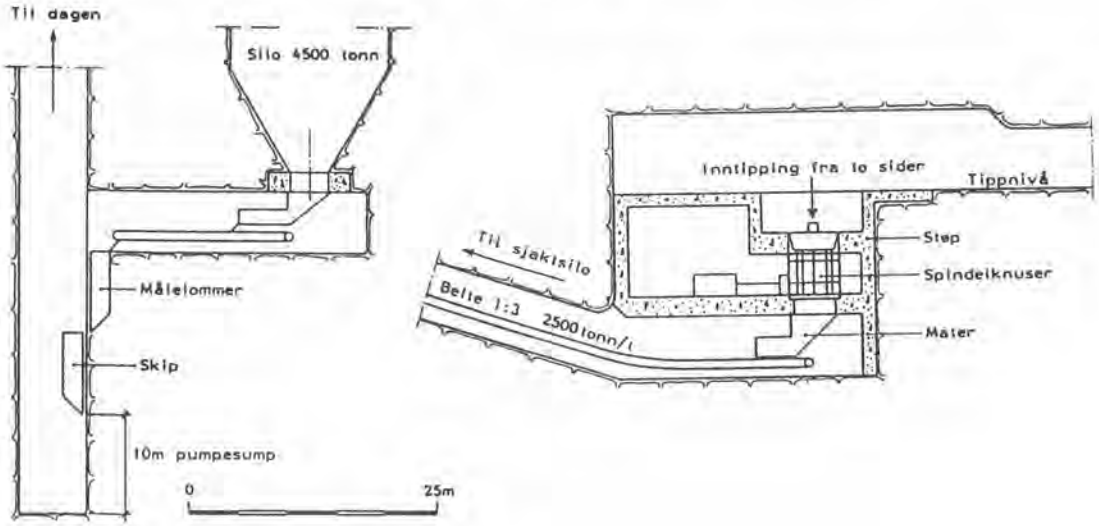
Det forutsettes at det spillet som nyttes under sjaktavsenkingen også nyttes under utsprengningen av lageret.



FIGUR 4 Innbygging i hovedsjakt.

For å få automatisert steinheisingen, må massene grovknuses før de lastes i skipene.

Den generelle lay-out av grovknusestasjon, sjaktsilo og skipfylling foreslås som vist på Fig. 5. Dette arrangement sparer høyde slik at man slipper ekstra avsenking av sjakten eller unødvendig løft under trucktransporten fra lastenivåene.



FIGUR 5 Arrangement for knusing, silo og lasting.

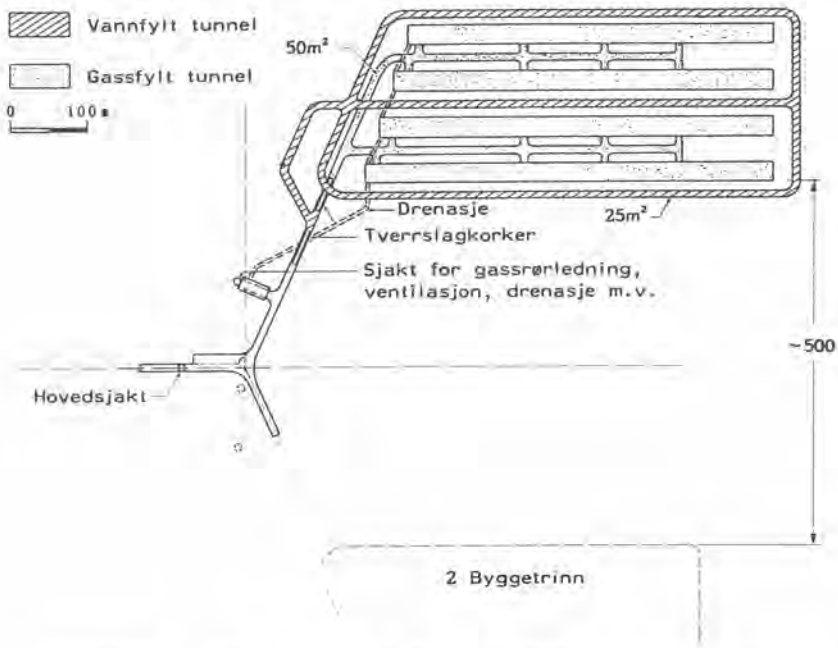
Sjaktsiloen har en største diameter på 16 m og en høyde på ca 25 m. Effektiv lagringskapasitet er 4500 tonn, hvilket tilsvarer ca 3 timers heising.

Grovknuseren er en 54" spindelknuser med vekt ca 290 tonn. Kapasiteten er 1500-2000 tonn/time. Det forutsettes inntipping fra 2 siden i knusegropen. Transportbeltet fra grovknuseren til toppen av sjaktsiloen har en kapasitet på 2500 tonn/time. Lengden blir ca 180 m med stigning 1:3, dvs 18°. Kostnader for komplett maskin- og elektroteknisk utstyr, samt bygningsmessige arbeider, vil bli på ca 27 MNOK.

LAGERUTFORMING

Gasslagerets form er valgt på grunnlag av en teknisk-økonomisk analyse sammenholdt med en omfattende bergspenningsmodellering.

En grunnplan av ukompensert lager med hesteskoformet halltverrsnitt på ca 602 m² er vist i Fig. 6. (Siloformede lager med diameter 40 m og høyde 120 m er tilnærmet likeverdige i pris).



FIGUR 6. Ukompensert lager. Utformet som haller.

KOSTNADSOVERSLAG OG FREMDRIFT

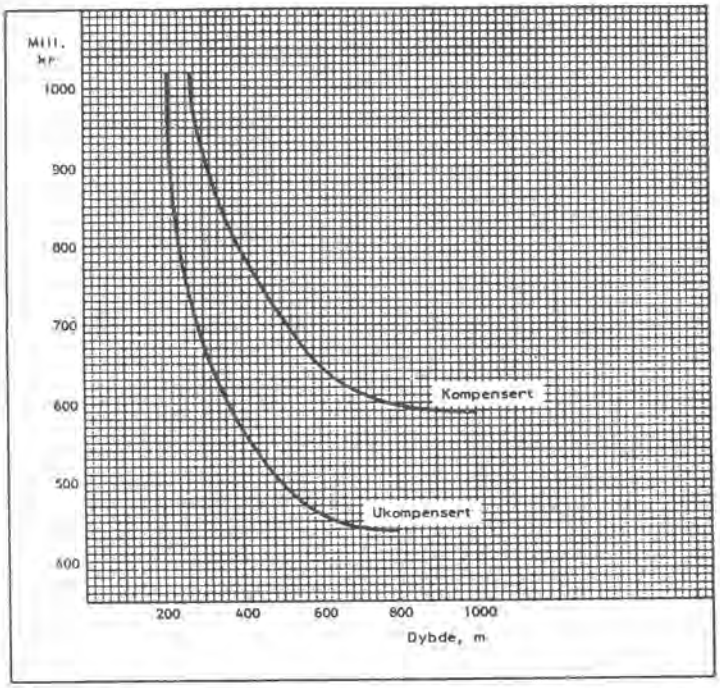
For ukompensert lager vil det valgte maksimaltrykk på 120 bar være bestemmende for lagerets dybde. Fig. 7 viser at optimal dybde er litt større enn de nødvendige ca 600 m, men kostnadsforskjellene er relativt små.

Fig. 8 viser byggekostnader pr Sm^3 lagret gass ved de forskjellige lagerstørrelser.

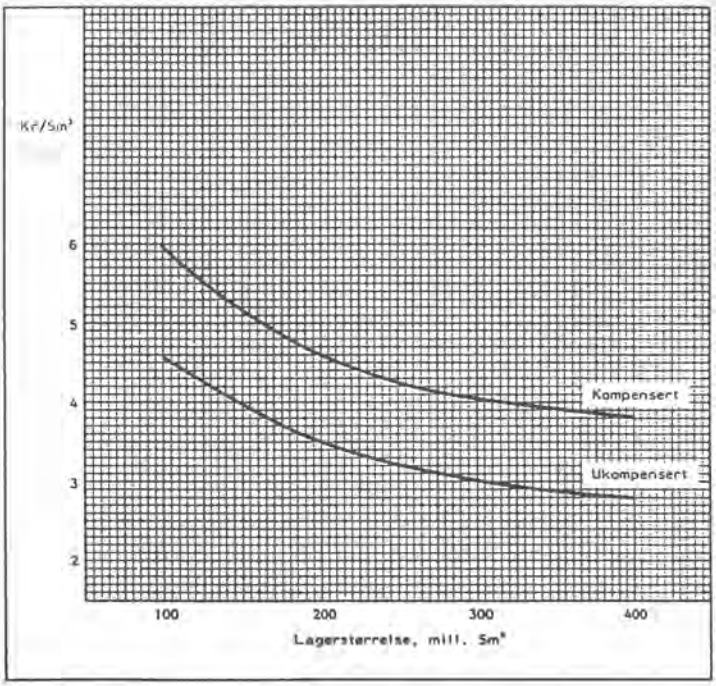
Fremdriftsplanen for ukompensert lager med lagerkapasitet 100 MSm^3 viser en byggetid på knapt 4 år herav ca halve tiden til utsprengning av haller og etterfølgende arbeider.

Ventilasjonssystemet vil være en viktig faktor også fremdriftsmessig, da sprengningsarbeider vil foregå samtidig på mange stuffer. Det er klarlagt at to sjakter er nødvendig under sprengning av lagerrommene. Videre regnes det med bruk av to-veis ventilasjon ("Sugende/blåsende" ventilasjon). Tilnærmede tilleggskostnader for de økte problemer med store dyp og stort antall arbeidssteder er innkalkulert i sprengningsprisen.

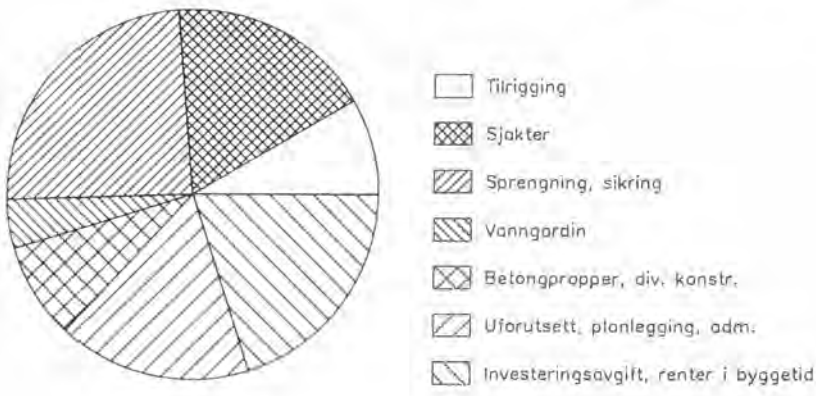
Fordeling av kostnader for lager på 100 MSm^3 er vist i Fig. 9.



FIGUR 7 Kostnader som funksjon av dyp med lagerstørrelse 100 MSm³, for flatt terreng.



FIGUR 8 Kostnad som funksjon av lagerstørrelse ved trinnvis utbygging, kompensert og ukompensert lager. Flatt terreng.



FIGUR 9. KOSTNADSFORDELING VED GASSLAGER
Lagerkapasitet 100 MSm^3

EKSEMPEL PÅ BEREGNET LAGERKOSTNAD

For å illustrere hvordan et gasslager også kan tenkes brukt i norsk energiforsyning, beregnes her et forenklet eksempel på bruk i et kombinert damp- og gasskraftverk. Det forutsettes et teknisk energi-innhold i gassen på vel 11 kWh pr Sm^3. Nyttbar varme-energi ved direkte forbrenning settes anslagsvis til 10 kWh/Sm^3 og ved bruk i kombinert damp- og gasskraftverk til 5 kWh/Sm^3.

Sammenstilling årlige kostnader pr Sm^3 for ukompensert lager og flatt terreng.

Lagerstørrelse:	100 MSm^3	400 MSm^3
	(Kostnad NOK pr Sm^3)	
1) Kapitalkostnad underjordsanlegg (etter Fig. 8 Kalkulasjonsrente 7% og 40 års avskrivning)	0,34	0,21
2) Kapitalkostnad prosessanlegg (30% av 1)	0,10	0,06
3) Lønnskostnad	0,09	0,06
4) Vedlikehold	0,06	0,06
Sum	0,59	0,39

Lageret kan eksempelvis nyttes én gang pr år for å foredle sommerkraft til vinterkraft. De to lagerstørrelsene vil gi en økt vinterkraftpris på henholdsvis ca 0,12 NOK pr kWh og ca 0,08 NOK pr kWh. Ved å nytte varme-energien i direkte forbrenning halveres foran nevnte priser.

Dette innlegget bygger i hovedsak på SINTEF-rapport hvor også følgende har vært medforfattere eller gitt nyttige informasjoner: Anders Bodén, Harry Larsson og Kjell Steen fra Vattenfall, Sverige. Arne Myrvang, Tor Harald Hanssen og Halvor Kjørholt fra SINTEF Bergteknikk.

FRYSING AV ISPROPP I TUNNEL FOR OMBYGGING AV LUKE, FALLFORS, RØSSÅGA

Plugging of tunnel with ice before reconstruction of gates at Fallfors, Røssåga

Overing. Arne Sandvold
STATKRAFT

SAMMENDRAG

STATKRAFT, Rana-verkene skulle i 1989 erstatte de gamle segmentlukene i en omløpstunnel for Fallfors-dammen med nye. For å få utført arbeidene ble det til slutt bestemt at en skulle forsøke å lage en kunstig ispropp i den vannfylte tunnelen oppstrøms de gamle lukene. Isen skulle senere stå i mot vanntrykket slik at arbeidene med de nye lukene kunne foregå tørt og trygt. Fryserør skulle installeres i tunnelen gjennom borhull fra terrenget over. Etter tre måneder med frysing og diverse andre tiltak ble prosjektet avbrutt, og forsøket ansett som mislykket. Hovedproblemet var å få helt stillestående vann i tunnel-tverrsnittet, som er en forutsetning for frysing. Pr. i dag er det ingen entydig konklusjon på hvorfor vannet ikke sto stille.

SUMMARY

The Rana Hydro Power Plant (Rana-verkene) owned by The Norwegian State Power Board had decided, in 1989, to replace the existing tainter gates in the bypass tunnel of Fallfors dam. In order to carry out the work it was finally decided to establish an iceplug in the waterfilled tunnel, upstream the gates. The iceplug was expected to withstand the waterpressure so that the work on the gates could be carried out safely in a dry tunnel. Freezing tubes were placed in the tunnel through holes drilled from the terrain above.

After three months with freezing and other special efforts the iceplugging project was brought to an end as unsuccesful.

The reason for the failure was the problem getting water to stagnate in the freezing section which is a necessity for icing. As per to day it can not be explained why it was impossible to make the water stagnate.

PROSJEKTET MED OPPRINNELIG PLAN

Statkraft, Rana-verkene står blant annet for driften av Nedre Røssåga kraftverk. Fallfors ved utløpet av Stormyrbassenget er inntak for kraftverket. I omløpstunnelen ved dammen er lukene utette (to parallelle segmentluker med oppstrøms tetting). Vanntap ca. 200 l/sek. Med en kraftpris på 20 øre/kWh gir dette et årlig tap i størrelsesorden ca. trekvart mill. kr.

På den tiden utbyggingen foregikk (første aggregat i drift 1955) var det vanlig å montere bare enkle luker i slike vanntunneler. Dette medfører at det i dag ikke er mulig å vedlikeholde denne med vanlige rutiner. Dårlige fjellforhold ved inntaket gjør at det hverken er mulig å få tatt noen tilstandskontroll med dykkere, eller provisorisk satt f.eks. et bjelkestengsel.

Sivilforsvaret lokalt er bekymret for lukene. De er lett tilgjengelig for sabotasje. Ved et eventuelt lukehavari, vil inntaksmagasinet tømmes og tettstedet Korgen ligge utsatt til.

Lukehusgulvet i eksisterende lukehus ligger ca. 4 m under HRV (høyeste regulerte vannstand) i magasinet. Det byr derfor på problemer å installere nye luker i tunnelen nedstrøms disse.

Den tradisjonelle løsning av denne type problemer er å sprenge ny tunnel forbi eksisterende luker, drive ny sjakt, installere nye luker og sette de eksisterende lukene ut av funksjon. Denne løsningen ble våren 1988 sent ut på anbud. Se figur 1.

(Det bemerkes at adkomsten til tunnelen fra nedstrømssiden er vanskelig, slik at det må bygges plattform og tunnelutstyr heises ned på denne).

Figur 1:
Prinsipp for tradisjonell løsning.
(Terrenget er høyere ved det nye lukehuset, slik at lukehusgulvet blir liggende over HRV).

PRINSIPP FOR ENDRET LØSNING MED ISPROPP

I samarbeid med Geofrost AS hadde Aker Entreprenør Anlegg sammen med sitt anbud vedlagt et tilbud på en alternativ løsning, som et idegrunnlag. Etter et oppklaringsmøte ble det klart at såvel den økonomiske siden, som de muligheter som ligger i løsningen for framtiden, dersom den lykkes, var svært interessant for alle parter.

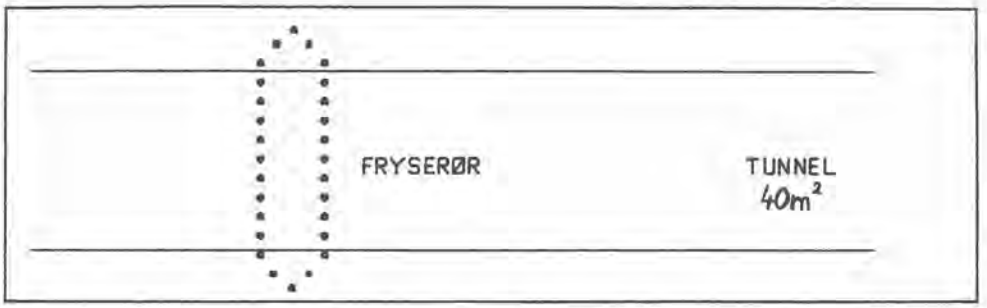
Prinsippet er at det fryses en ispropp i eksisterende tunnel mellom magasinet og ny lukeplassering. De nye lukene kan derfor monteres i eksisterende tunnel, men ny sjakt må drives. Se figur 2.

Figur 2:
Prinsipp for løsning med ispropp.
(Også her med nytt lukehusgulv over HRV).

Isproppen skal stå i mot vanntrykket fra et fullt magasin, og sikre at arbeidene nedstrøms i tunnelen kan utføres på en trygg og forsvarlig måte. Sprenging av ny omløpstunnel blir derved unødvendig.

Isproppen utformes som en vertikal vegg. Kjernen i isproppen dimensjoneres for vanntrykket fra magasinet i den tid arbeidet med de nye lukene skal pågå. Kjernen skal være - 30°C eller kaldere, med minimum 3,0 m tykkelse. Isproppens totale tykkelse blir ca. 5 m.

Etablering av isproppen skjer ved hjelp av to rader med fryserør på tvers av tunnelen. Se figur 3.



Figur 3:

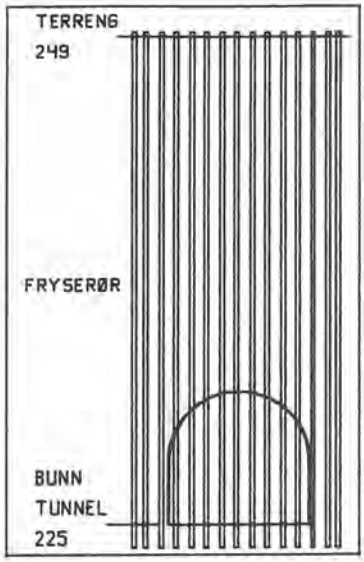
Bormønster for fryserør

Fryserørene installeres fra terreng, så nær magasinet som mulig. I fryserørene sirkulerer saltlake med en temperatur på ca. - 40°C. Laken transporterer varme fra vannet i tunnelen til kuldeaggregatet. Kuldeaggregatet kjøles direkte med vann fra magasinet, og har en ytelse på 250 kW.

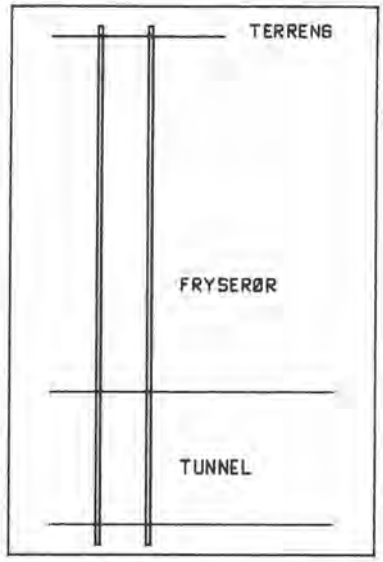
Aker's underentreprenør GEOFROST AS, ved Anne-Lise Berggren, er den faglige eksperten og står for hovedsaken av teorien i neste kapittel. Hun har også sammen med SINTEF, Avdeling for Geoteknikk, stått for dimensjoneringen, samt laboratorieforsøk.

TEORETISK FREMGANGSMÅTE ISPROPP; ETABLERING, VEDLIKEHOLD, FJERNING

Det bores vertikale hull for fryserørene fra terrengnivå. Hullene bores 1 meter ned i fjellet under tunnelsålen, for at isproppen skal ha full styrke i overgangen til fjell. Av samme grunn bores det for fryserør utenfor tunneltverrsnittet. Se figurene 4 og 5. Senteravstanden mellom fryserørene i samme rad er 0,75 m. Avstanden mellom radene er 2,5 m. Fryserørene lages på stedet og monteres med kran pga. lengden 20 - 30 m. Hvert rør forbindes innbyrdes med slanger til egne sløyfer. Frysing igangsettes.



Figur 4:
Snitt gjennom tunnel på frysestedet



Figur 5:
Snitt gjennom fryserørsrader

Isen brer seg radielt ut fra hvert fryserør, til sylindrene møtes og danner en vegg. Deretter øker de to veggene i tykkelse til de vokser sammen. Isproppen er ferdig når temperaturen i den definerte kjernen på 3 meter har nådd kriteriet på -30°C. Dette kontrolleres med termoelementer.

Eksisterende luke i tunnelen må tettes for at vannet i tunnelen skal være stillestående i nedfrysingsperioden.

Når vannet nedkjøles forandres tettheten. Det kan derfor oppstå vertikal vannstrømning inntil frysefronten. Dette vil føre til mindre avstand enn beregnet fra fryserøret til frysefronten, fordi det raskere inntrer likevekt mellom tilført og fjernet varme. Hvor mye lengre frysetiden blir på grunn av dette er vanskelig å beregne. Effekten er imidlertid tatt hensyn til ved at avstanden mellom de enkelte fryserør i hver rad er mindre enn beregninger skulle tilsi. Når de to veggene er lukket, vil det siste innestengte vannet eventuelt bli underkjølt før de plutselig fryser.

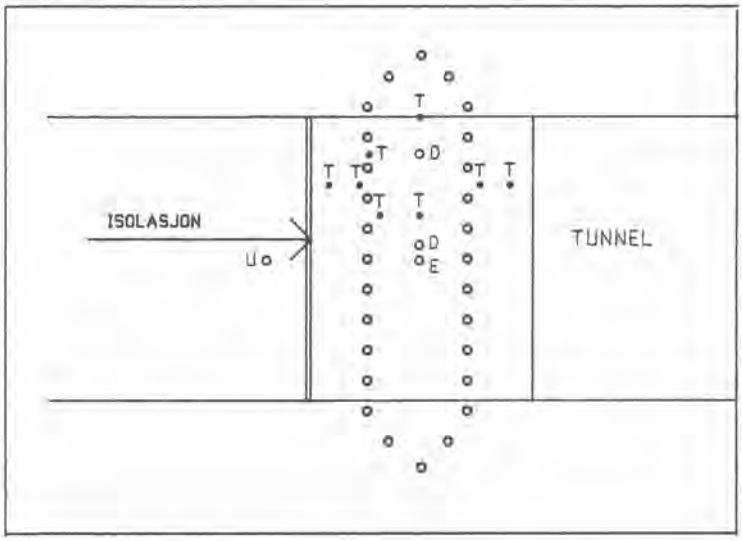
Etter at issylindrene rundt hvert fryserør er frosset sammen til to vegger, er det viktig at vanntrykket på begge sider av isproppen er like stort, slik at den uferdige konstruksjonen ikke påføres last. Dette oppnåes ved tilførsel av vann gjennom et rør på nedstrømssiden av isproppen. Vannstanden i røret holdes på samme nivå som vannstanden i magasinet. (Se

figur 6).

Når de to veggene fryser mot hverandre, må vann fra det isolerte hulrom mellom veggene få unnslippe gjennom et ekspansjonsrør, fordi vann som fryser til is utvider seg ca. 10 %. Ekspansjonsrøret må etableres midt mellom de to fryserørsradene. For at vannet i denne ekspansjonskanalen ikke skal fryse i fjellet, må det benyttes varmekabler eventuelt isotermrør som har innlagt varmekabler. (Se figur 6).

Temperaturutvikling i isproppen må sammenlignes med de termiske beregningene for å kunne konstatere et eventuelt avvik. Det vil derfor bli installert en rekke termoelementer, (se figur 6). Disse kobles til en punktskriver for kontinuerlig registrering og utskrift av temperatur-utviklingen både i nedfrysingsfasen og vedlikeholdsperioden. Temperaturen måles både i isen og i fjellet.

Isens horisontaldeformasjon måles ved hjelp av inklinometer i to kanaler installert fra terreng. Begge kanalene er plassert sentralt i isproppen, en sentrisk i tunnelen for å måle maksimaldeformasjonen, og en nærmere tunnel-siden for å se hvordan deformasjonen avtar til null inn mot tunnelveggen. (Se figur 6).



Figur 6:
Plassering av temperatur-(T), deformasjonsmålepunkt (D), trykk-utligningshull (U) og ekspansjonsledning (E)

For å få en skånsom lastpåføring, pumpes vann sakte ut av hullet rett nedstrøms isproppen. Når vann-nivået er kommet ned under tunnelhengen kan forsiktig tapping gjennom luken startes.

Før man går inn i tunnelen, bør deformasjonen observeres i vel et døgn etter lastpåføringen, og i løpet av denne tiden ikke være større enn ca. 1 mm. (Det er siden forventet totalt ca. 1 cm deformasjon).

Isproppen må isoleres mot den varme tunnelluften.

Arbeidene som trenger beskyttelse av isproppen (driving sjakt, montering og innstøping av luke) kan utføres på 10 uker. Isproppen er dimensjonert for denne belastningsvarigheten. En normalsituasjon tilsier at vedlikeholdet går av seg selv. Dersom uventede ting skulle oppstå; større deformasjon, rørbrudd o.l., kan tiltak som lavere temperatur, flere fryserør o.l. iverksettes.

Naturlig tining av selve proppen vil anslagsvis ta 2 år, forutsatt stillestående vann med samme trykk på begge sider. Vann kan pumpes inn gjennom tidligere etablert hull nedstrøms isproppen, eller man kan bore et hull på skrå ned gjennom tunnel og ispropp, slik at denne punkteres. Andre tiltak er også mulig å gjøre.

DIMENSJONERING

Isproppen blir etablert i stillestående vann, med lik belastning på begge sider. Etter etablering tappes vannet ut nedstrøms, og isproppen påkjennes av et ensidig vanntrykk horisontalt. Midlere vanntrykk er i beregningen satt til 200 kPa. Med et tunneltverrsnitt på 40 m^2 resulterer det i en last på 8 000 kN. Belastningsvarigheten er ut fra framdriftsplanen for arbeidene i tunnelen satt til 10 uker.

Isproppen skal etableres av vannet i tunnelen.

Is er generelt et meget plastisk materiale. Deformasjoner som oppstår pga. lastvirkning, går ikke tilbake når belastningen opphører. Dertil kommer at deformasjonen øker etter hvert som tiden går, selv om lasten er konstant. Materialet "kryper". Belastningens varighet er derfor en viktig parameter ved dimensjonering av is (og frosset grunn forøvrig). På grunn av denne krypoppførselen vil dimensjonerende styrke avta med økende belastningsvarighet.

Ved slag og annen plutselig lastpåføring, vil isen oppføre seg som et sprøtt materiale med stor styrke i forhold til krypstyrken.

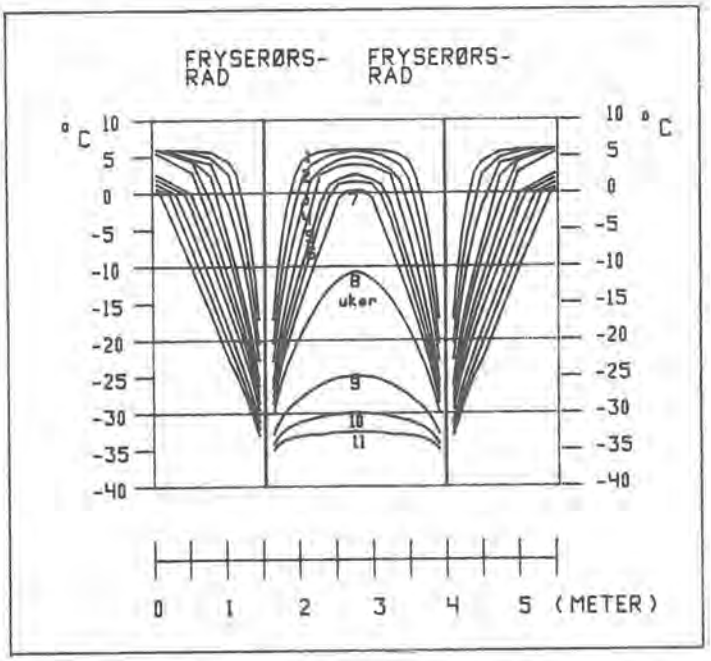
Isens styrke (både korttidsstyrke og langtidsstyrke) er temperaturavhengig. Styrken øker med synkende temperatur.

Ved -30°C er referansetrykkstyrken 10 - 20 MPa. En belastningsvarighet på 10 uker tilsier at kun 15 - 20 % av denne styrken bør utnyttes. Benyttes en materialfaktor på 2,0 kommer man fram til at den dimensjonerende trykkspenningen for isproppen ligger i området 750-2 000 kPa. Laboratorieforsøk kan verifisere verdien.

Isproppen må være så kald og så tykk at det ikke oppstår brudd i konstruksjonen.

Vanligvis er det imidlertid deformasjonen og ikke spenningen som er dimensjonerende. I dette tilfellet er det fryserørsystemets toleranse overfor utbøyning som er avgjørende. Toleransen overfor utbøyning øker med den frie rørlengden. Det lengste røret er beregnet til å tåle ca. 120 mm, betraktet som fast innspent. (Isen gir størst utbøyning midt i tunnelen). (Senere ble rørspesifikasjonen forandret, slik at større utbøyning kunne tolereres).

Temperatututviklingen i isproppen som funksjon av frysetiden er vist på figur 7. Det tar 10 uker før temperturen i en kjerne på 3 meter er lavere enn -30°C).



Figur 7: Temperaturutviklingen i isproppens lengde som funksjon av frysetiden angitt i uker.

KONTRAKTEN

Kontrakten er i prinsippet utformet som "No cure, no pay". Entreprenøren tar på seg fullt ansvar for at arbeidene med isproppen lykkes. Det vil si at byggherren ikke betaler noe dersom isproppen i denne omgang må oppgis. Enhetpriskontrakt, kontraktsum kr 5 140 391,- (eks. mva.).

Prisene faste uten regulering.

Aker's opprinnelige anbudssum kr 6 700 000,- (tradisjonell løsning). Det skal dog bemerkes at laveste "nå-levende" anbyder hadde anbudssum på kr 5 500 000,-.

OPPSTARTING AV ARBEIDENE; TETTING, BORING, INSTALLERING

Rigging ble foretatt i slutten av mai 1989, og det ble umiddelbart gjort forsøk på å tette de gamle lukene. Maurehull ble boret fra dagen oppstrøms og koks/sagflis fikk etterhvert redusert lekkasjen til ca. 200 l/min.

I mellomtiden hadde laboratorieforsøk på SINTEF, Avdeling for Geoteknikk, konkludert med tykkere ispropp. Senteravstand mellom radene ble øket til 5 m, i tillegg til at enkeltrør ble installert i midten for ikke å forlenge frysetiden. Totalt 38 frysehull, hulldiameter 165 mm.

Installeringen gikk stort sett greit, og nedfrysingen startet 23. juni. Vannet fra lukelekkasjen ble pumpet opp og inn i et av maurehullene, slik at lekkasjevannet helt eller delvis sirkulerte i eget kretsløp. Dette ble iverksatt 7. juli.

NEDFRYSING

Teoretisk skulle det ta 1 uke før issylindrene frøs sammen til to vegger og ytterligere 10 uker før isproppen var ferdig. I fjellet som har stor varmeledningsevne, ble temperaturen redusert i jevnt hurtig tempo. Værre var det i den vannfylte tunnelen. Selv etter ca. 3 uker var det liten eller ingen temperaturendring midt mellom fryserørene. 14. juli, 1 uke etter at vannpumpingen av lekkasjevann fra luka ble iverksatt, ble derfor dykkere sendt ned. De observerte jevnstore issylindere på samtlige fryserør, men ingen sammenfrysing. Dykkerne forsøkte å ta med presenning for på den måten å stoppe ev. vannstrøm gjennom profilet, men måtte gi opp pga. stor flom i elva ved inntaket. Dykkerne hvirvlet vannet i alle retninger. Ingen konstant vannstrømning var derfor mulig å observere (melk benyttet).

Foto: Toppen av fryserørene, slik de så ut oppe i dagen pr. 15. juli.

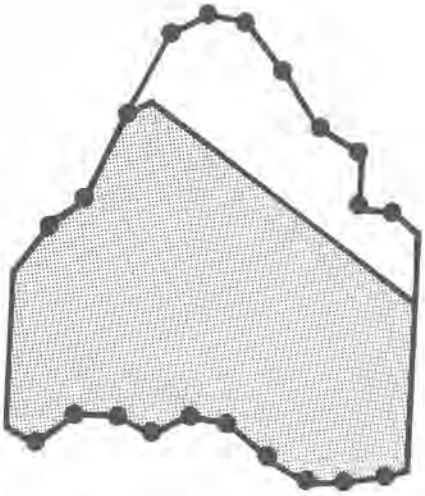
SANDFYLLING

Det var likevel enighet om at vannstrømning kunne være grunnen til at fryseprosessen ikke gikk som planlagt. En besluttet derfor å prøve og fylle profilet med sand fra dagen. Dette ble igangsatt 17. juli. I første omgang ble ca. 900 m^3 (!) sand fylt.

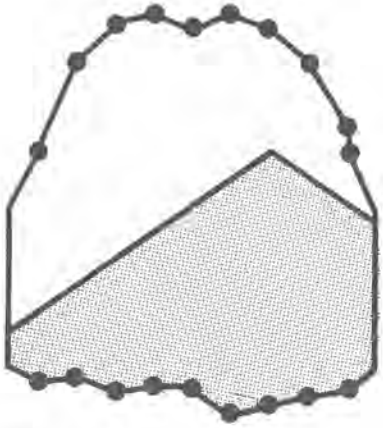
En observerte nå meget raskt temperatursenking på målepunkter i sanden. Håpet steg, men spørsmålet var om hele profilet var fylt, for målepunktene i toppen av tunnelen viste ikke samme tendens. Det man visste var at dersom vannstrømning gjennom profilet var grunnen til at frysing ikke gikk, ville vannhastigheten øke når gjennomstrømningstverrsnittet ble mindre. En kunne i motsatt fall håpe at dersom det var termiske strømninger (pga. nedkjølingen) som var årsaken, var situasjonen atskillig bedre nå med redusert tverrsnitt med bare vann.

Noen dagers temperaturutvikling ga svaret man fryktet. Nederste del av profilet var frosset, øverst var det ingen endring.

For å tette tverrsnittet med sand ytterligere var det påkrevet med flere borhull. Da det første nye hullet (i ytterkant av tunnel) ikke traff noe vannlomme trodde Aker at tunnelen var helt fylt likevel. Dykker stadfestet imidlertid at kun ca. 2/3 av tverrsnittet var fylt. Se figur 8 og 9.



Figur 8:
Sandfylling av oppstrøms fryserørsrad sett medstrøms



Figur 9:
Sandfylling av nedstrøms fryserørsrad sett motstrøms

Fryserørene var nå blitt bare, mens sanden var frosset. Dette styrket teorien om økt vannhastighet gjennom profilet. Noe uheldige omstendigheter hadde nå i tillegg ført til at den store pumpa, som pumpet lukelekkasjen tilbake igjen, måtte erstattes med trinnvis pumping. Den nye løsningen klarte aldri å ta unna, og størrelsesorden 200 – 300 l/min ble heretter ikke pumpet tilbake.

Med det utstyr en hadde tilgjengelig var det problematisk å bore nye hull for sandfylling pga. frosset fjell (– 40°C). Man lyktes derfor bare med tre nye hull, og håpet dette var tilstrekkelig dersom en blanding av sand og vann ble kjørt ned fra tunnelhengen under trykk, slik at sanden la seg godt ut til siden. (Totalt sandfylt ca. 1 000 m^3).

Da issylindrene fremdeles ikke frøs sammen i toppen, var det mistanke om at sandfyllingen fremdeles ikke fylte tverrsnittet helt opp. Sandfyllingen førte til at lekkasjevannet i luka ble brunfarget.

EKSTRA VANNPUMPING

For å motvirke den antatte strømningen ble det den 15. aug. pumpet vann (160 l/min) gjennom lastpåføringshullet nedstrøms isproppen. Temperaturen falt 3 grader på ett døgn, men stabiliserte seg siden. Ytterligere vanntilførsel (opp til ca. 900 l/min) hadde tilnærmet ingen effekt. En tilførte nå altså mere vann inn enn påviste lekkasje. Temperaturmåling indikerer likevel ikke at vannstrømmen snudde i profilet. En annen mulighet er at en vannførende sleppe som man traff på under boringen på 6 - 7 meters dyp tok unna den store ekstra vanntilførselen. Men det er heller ingen andre indikasjoner (vannlekkasjer fra fjellet mot Fallforsjuvet) som tyder på at sleppen generelt fører vann ut av tunnelen.

4. og 5. september filmet en undervannsfakost (ROV) i fryseområdet. Videoen slår fast at sandfyllingen ikke dekker hele profilet. Åpningen er anslagsvis 20 - 50 cm høy i ca. 3 m lengde. Ut fra videoen kan det være vanskelig å fastslå vannstrømning gjennom åpningen. Undervannsfarkosten kom ikke inn i åpningen pga. sandens slakke rasvinkel, og partikler i vannet nærme farkosten vil dominere det synlige bildet slik at den eventuelt "synlige" strømning allikevel ikke sees. (Jf. forøvrig en vifte i et rom som suger, kontra en som blåser. Man må helt inntil vifta som suger for å merke luftstrømmen).

BESLUTNING OM STOPP

Avgjørelse for videre framdrift skulle tas 11. sept. Ingen involverte i prosjektet kunne med sikkerhet si hva som egentlig er årsaken til at vannet ikke står stille og at det derfor ikke fryser. Man hadde en framdriftsplan å ta hensyn til, samtidig som entreprenøren nådde skjæringspunktet for hvor mye penger en var villig til å bruke, uten med rimelig sikkerhet å vite om, og ev. når, en ville lykkes. Det ble derfor bestemt å anse isproppen som mislykket.

KONKLUSJON

Som tidligere nevnt er det ingen som foreløpig med sikkerhet kan si hvorfor prosjektet med isproppen ikke lyktes. Flere teorier kan enten frittstående eller i kombinasjon med hverandre være årsaken. Blant disse er følgende:

1 Termiske strømninger

- Er disse i seg selv så store at vannhastigheten med dertil hørende "omrøring" fører til for mye tilført varme fra et i prinsippet uendelig varmemagasin?

- Har det store tverrsnittet avgjørende betydning for disse strømningene?

2 Lekkasjer

- Hvor stillestående må vannet være?

  En har snakket om vannhastigheter på 3 m/døgn. Er dette mulig å oppnå?

- Ble ikke luka tett nok, eller var tidsrommet (1 uke) for kort til at de to initialveggene kunne etableres?

- Fantes det en sleppe i tverrsnittet som fører tilstrekkelig med vann ut av tunnelen, som igjen gjør at "lekkasjen" gjennom profilet blir for stort?

Noen av ovennevnte punkter får vi sannsynligvis aldri noe svar på. Andre er problemstillinger som både kan og bør løses av fag- ekspertene.

Vi har imidlertid skaffet oss mye kunnskap om hvordan et lignende prosjekt burde kunne løses i framtida, og vil nevne følgende momenter:

- Fullskala fryseforsøk i vann, for verifisering av den termiske strømning og fryseprosessen generelt.

- Mindre tunneltverrsnitt for et pilotprosjekt av denne art.

- Forberedt sandfylling fra starten av, slik at en var sikker på 100 % sandfylling før frysing igangsettes, dersom det ble aktuelt pga. strømning i vannet.

- En kunne samtidig konsentrert ev. vanngjennomstrømning gjennom et nedlagt horisontalt rør, uavhengig av om sandfylling ble benyttet. Røret montert med stengeventil for stenging etter ferdig etablering av isproppen.

Avslutningsvis vil jeg derfor berømme alle involverte i dette prosjektet, fordi en var villig til å satse penger og prestisje på en teknikk som tidligere var uprøvd. En kommer ikke videre framover uten å prøve nye ting. Bare så synd at det i denne omgang mislyktes.

STABILISERING AV RAS I TVERRFJELLET GRUVE

Stabilizing of a cave prone area in the Tverrfjellet Mine

Professor Arne Myrvang,
Institutt for geologi og bergteknikk, NTH

Forsker Stein Erik Hansen,
SINTEF, Bergteknikk

SAMMENDRAG

I Tverrfjellet gruve er det i forbindelse med store brytningsrom oppstått betydelige stabilitetsproblemer. Problemene kan relateres til store horisontalspenninger og ugunstig geometri. For å stabilisere det mest utsatte området er det brukt kabelbolting i stort omfang. Nært knyttet til sikringsarbeidet er et rasvarslingssystem basert på tilsammen 8 borhullsekstensometere. Store deformasjoner varsles ved at rødt trafikklys slår inn i vitale transportveier. I det mest kritiske området foretas kontinuerlig registrering av deformasjonene ved fjernavlesning via kabel til stigerkontoret i gruva. Registrering over ca. 1 år har vist en avtakende deformasjonshastighet, noe som indikerer at kabelboltingen virker. Imidlertid foregår det fortsatt små deformasjoner slik at overvåking fortsatt er nødvendig inntil nye transportveier er etablert. Som et supplement til ekstensometer-målinger foretas det også rystelsesmålinger for å se om ras kan forbindes med sprengning.

SUMMARY

In the Tverrfjellet Mine, Middle Norway, serious stability problems have developed in connection with large mining stopes. The problems may be related to high horizontal rock stresses combined with unfavourable geometry. To stabilize the most critical area cable bolting has been adopted. Closely associated with the stabilizing measures is a cave warning system based upon 8 borehole extensometers.

Deformations in the rock mass in excess of 1 mm on any one of the extensometers will trigger red stoplights in vital haulageways. In the most critical area the deformation is continuously monitored by a LVDT connected by cable to a plotter in the underground foremen's office 300 m away. About one year of recording has showed a steady decrease in deformation rate, indicating that the cable bolting works as planned. However, very small deformations still take place, necessitating that the warning system is kept operative until new by-pass haulageways are established.

GENERELT

Tverrfjellet Gruve tilhører Folldal Verk A/S og ligger ca. 1100 moh nær Hjerkinn stasjon på Dovrefjell. Ordinær produksjon ble startet i 1968, og årlig produksjon har vært ca. 650 000 tonn råmalm pr. år.

GEOLOGI

Tverrfjellforekomsten ligger i den kaledonske fjellkjede i nær tilknytning til vulkanske bergarter av ordovisisk alder. Malmen opptrer som massiv sulfidmalm i flere steiltstående linser. Mektigheten varierer mellom 5 m og 50 m med gjennomsnitt 12-15 m. Linsene har gjennomsnittlig fall 70-90° mot S med strøkretning tilnærmet Ø-V. Linsenes lengde ligger mellom 300 m og 800 m. Hovedmineralene er svovelkis, magnetkis, kobberkis, zinkblende og magnetitt med gjennomsnittsgehalter ca. 1% Cu, 1,2% Zn og 32% S. Dessuten finnes utnyttbare gehalter av sølv og gull.

Sidebergartene er amfibolitter og forskjellige typer glimmerskifer blandet med lag av keratofyrer. På hengsiden er amfibolitten nærmest malmen sterkt foliert, noe som kan gi dårligere stabilitet. Forekomsten skjæres av en rekke forkastninger.

BERGMEKANIKK

Som mange andre steder i Norge preges området av høye, geologisk betingede horisontalspenninger. Selv på mindre enn 100 m dyp finnes en spenning på ca. 20 MPa tvers på malmens strøk, og i det rastruede området er spenningen ca. 25 MPa.

Etter hvert som det drives ut store rom, overføres betydelige spenninger til gjenstående pilarer og malmarealer (fig. 1).

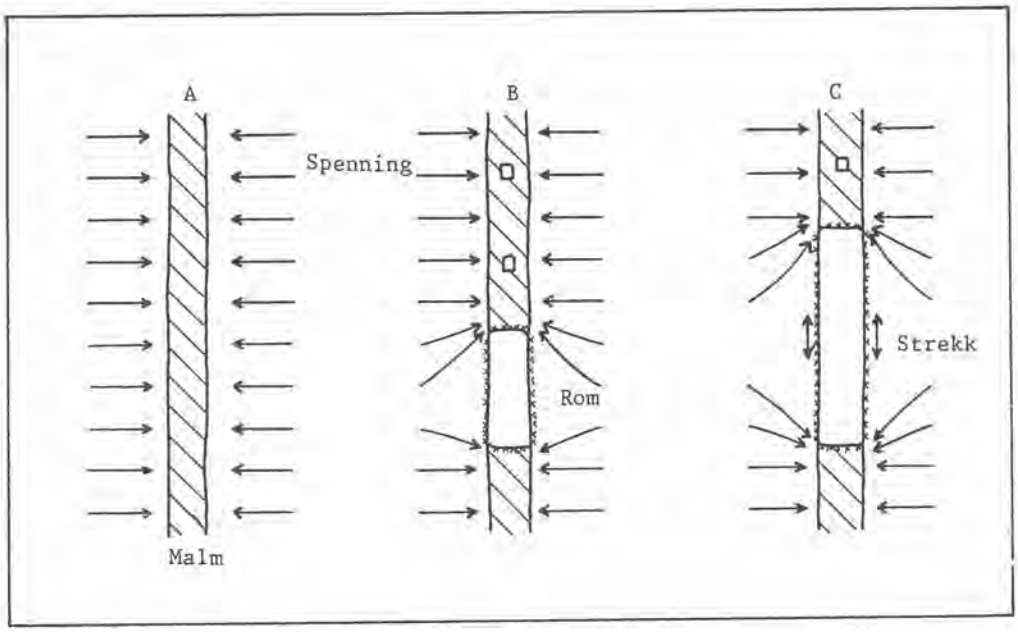


Fig. 1 Spenningskonsentrering i pilarer

Dette kan føre til overbelastning og brudd. Samtidig vil horisontalspenningene gi strekkspenninger (eller i praksis nullspenninger) og dårlig innspenning i veggene i brytningsrommene.

Brytningsgeometri og spenningsforhold har gitt bergslag/spraking i orter og oppknusing av pilarer, samtidig som vegger i brytningsrom kalver inn på grunn av dårlig innspenning. Dette er bakgrunnen for de stabilitetsproblemer som har oppstått i deler av gruva.

Generelt er malmen en ekstremt sterk og stiv bergart med enakset trykkfasthet opp til 350 MPa og E-modul opp til 200 GPa (omtrent som stål). Sideberget er svakere og mindre stivt. Derfor kan det i noen tilfeller ses at malmpilarer trykkes inn i det mindre stive sideberget.

BRYTNING

Adkomst til forekomsten skjer via en vertikal hovedsjakt til etg. 6, samt en 45° skråsjakt til etg. 7 (fig. 2).

Dessuten finnes en større ventilasjonssjakt. Under etg. 6 skjer adkomst til brytningsrommene via en skråbane.

I dag er all brytning over etg. 6 ferdig, og all malm fraktes med trucker opp skråbanen til knuserstasjon (fig. 2). Fra knuser går malmen via en belteort til siloer ved hovedsjakten. Herfra heises malmen automatisk i skiper til dagen.

Gruva er i prinsipp inndelt i hovednivåer med 60 m vertikal avstand. Selve brytningsmetoden er såkalt skivebrytning eller mellomortsbrytning (fig. 3).

Mellom hovedetasjene drives to til tre horisontale mellomorter eller bororter. Fra disse bores radielle langhull i vifter. Selve brytningen starter mot en sliss eller spalte som drives først. Deretter sprenges en eller flere vifter mot denne spalten fra borortene. Hver strosse er normalt 60 m lang. Mellom strossene settes igjen en ca. 20 m bred ribbepilar. På hver etasje settes igjen en horisontal etasjepilar. Vanligvis fjernes annenhver etasjepilar slik at strossehøyden blir 120 m. Fig. 3 viser omtrent dagens situasjon med strosser og pilarer. Mellom etg. 7 og 8 er etasjeavstanden økt til 120 m slik at

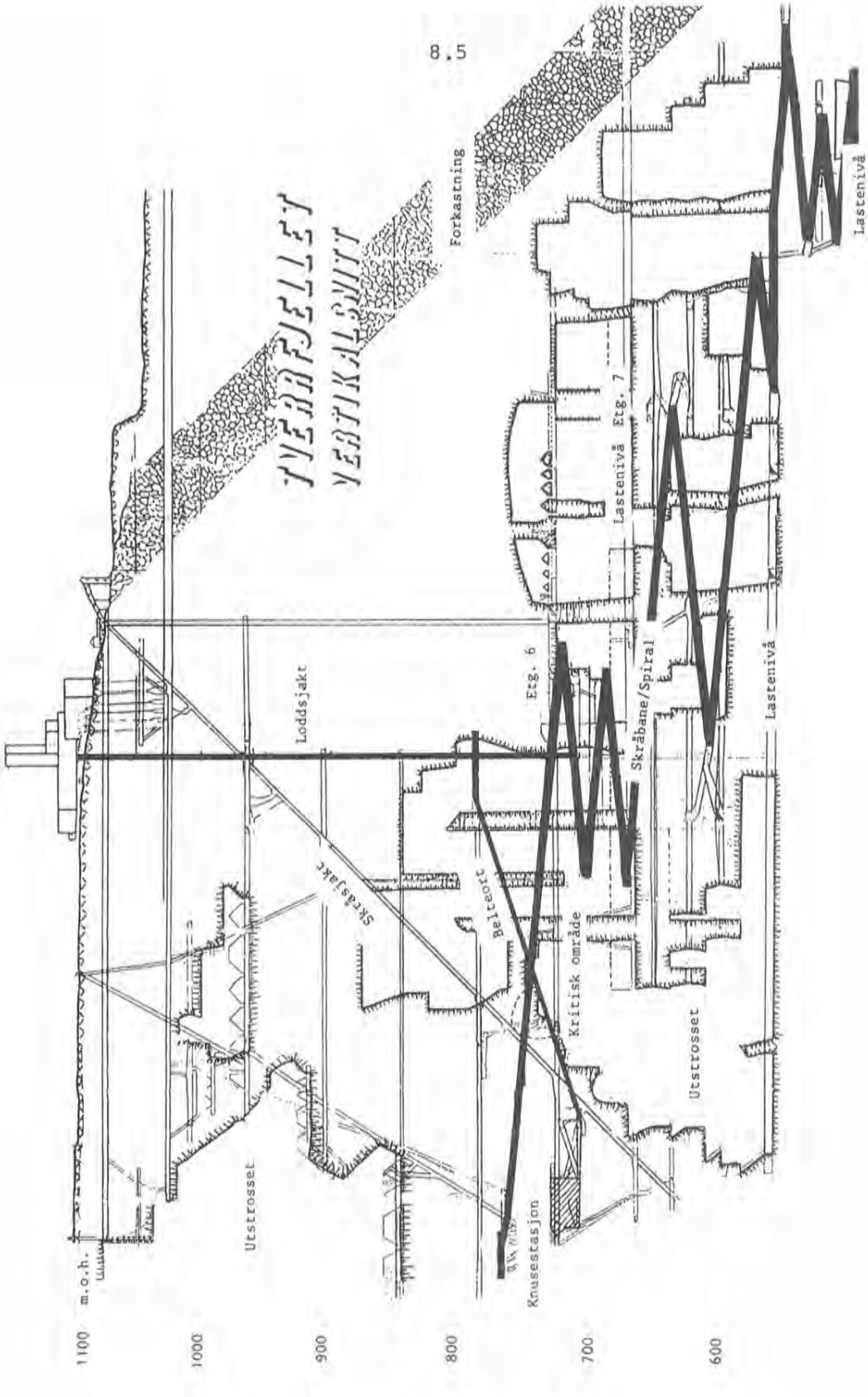


Fig. 2 Tverrfjellet gruve, lengdesnitt

strossehøyden i de vestlige deler kan gå opp i 180 m. Det er i dette området stabilitetsproblemene har utviklet seg.

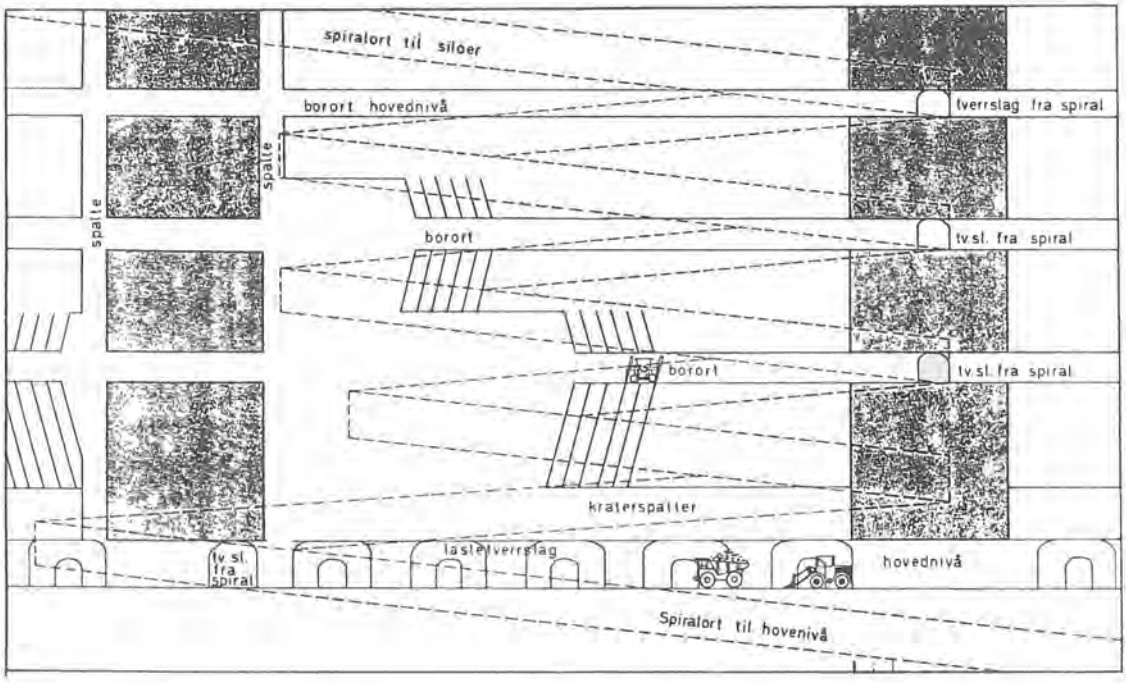


Fig. 3 Brytningsmetode, lengdesnitt

PROBLEMSTILLING

Fig. 4 viser et snitt gjennom det sentrale problemområdet. Brytningen har resultert i et rom med bredde opp til 50 m, høyde opp til 180 m og lengde langs strøket på ca. 120 m. De høye horisontalspenningene gir svært høye spenninger i taket med tilhørende storskala oppsprekking, og samtidig liten innspenning i veggene. Dette har gitt innrasing opp mot vitale transportveier, nemlig

- skråbane (spiral) for råmalmtransport fra gruva til knuser
- belteort for knust malm fra knuserstasjon til silo ved hovedsjakt

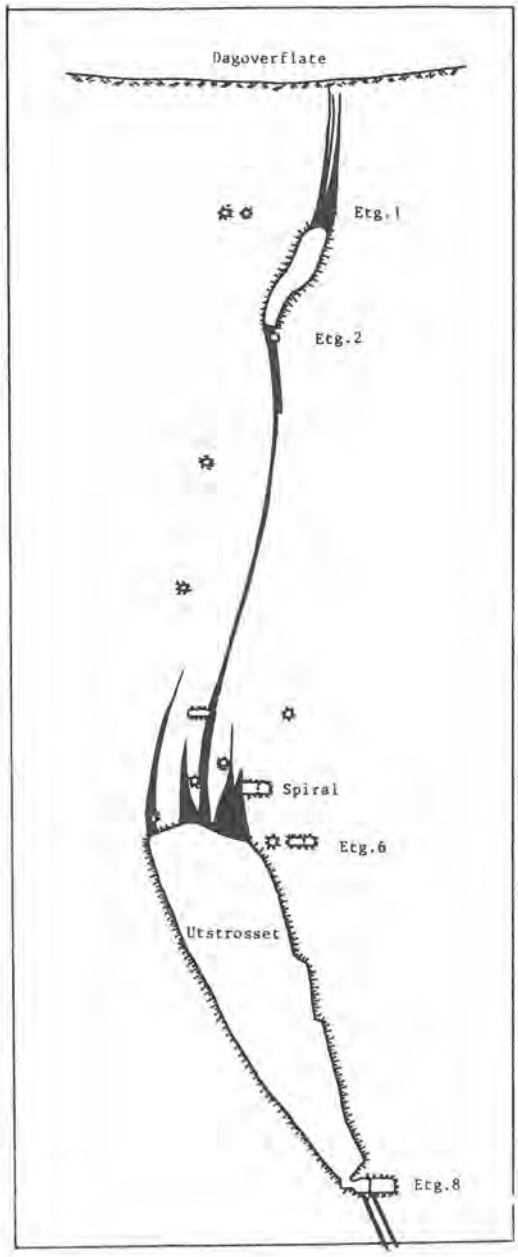


Fig. 4 Snitt gjennom kritisk område

I midten av oktober 1988 ble forholdene funnet så kritiske at all transport i disse ortene ble stanset. Dette resulterte i sin tur i produksjonsstopp med påfølgende permittering av en stor del av arbeidsstokken.

VARSLINGSSYSTEM

Før noen form for sikringsarbeide kunne settes i gang, ble det funnet absolutt nødvendig å etablere et rasvarslingssystem i området. Dette ble knyttet til montering av i alt 8 borhullsekstensometere. Fig. 5 viser prinsippet for opplegget. Borhull ble boret inn mot de kritiske områdene. I hvert borhull ble det montert borhullsekstensometere med ett eller to anker. Ved hjelp av ekstensometerene er det mulig å måle avstandsendring mellom hvert anker og referansepunktet på overflaten. Dette gjøres mekanisk ved hjelp av måleur eller elektronisk. Det mest utsatte ekstensometeret har imidlertid både mekanisk avlesning og elektronisk fjernavlesning på skriver via kabel (ca. 300 m) til stigerkontoret ved sjakten.

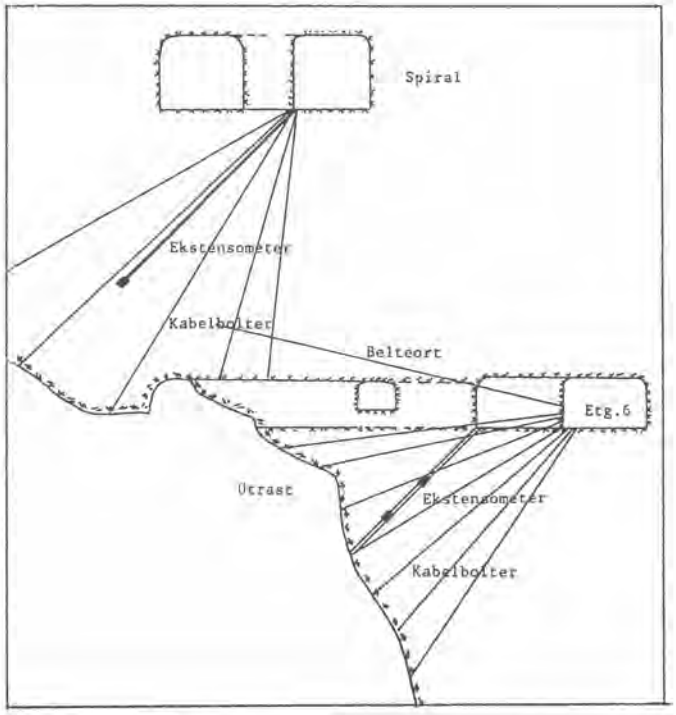


Fig. 5 Prinsipp for ekstensometerplassering og kabelbolting

Selve varslingssystemet er knyttet til innkopling av rødt lys på trafikkfyr plassert i skråbanen og i etasjeorten nær rasstedet. På hvert ekstensometer er det plassert en bryter som slår inn rødt lys når bevegelsen mellom anker og overflaten på hvilket som helst av ekstensometerene overskrider en forutbestemt grense (fig. 6). I praksis ble denne grensen satt til 1 mm.

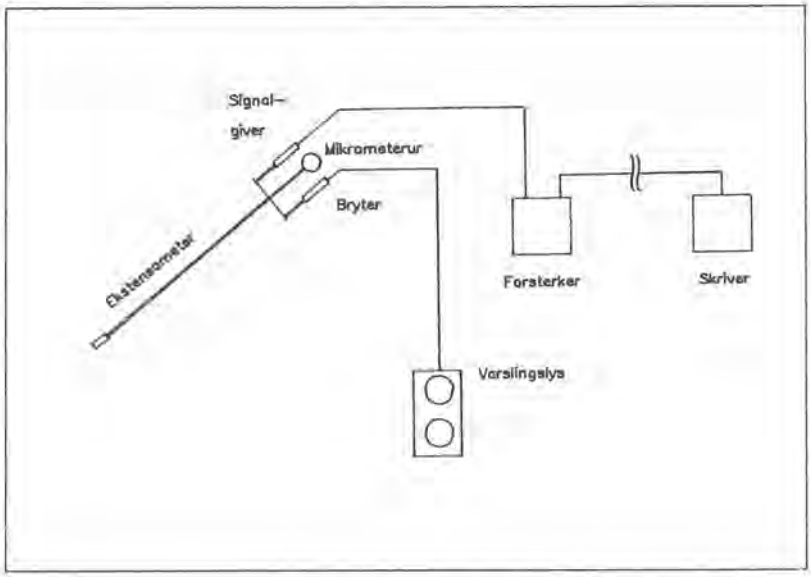


Fig.6 Prinsipp for varslingssystem

Avlesning ble i den mest kritiske perioden foretatt to ganger pr. skift. I tillegg registreres som nevnt det mest utsatte ekstensometeret kontinuerlig på skriver, slik at vakthavende stiger til enhver tid har oversikt over deformasjonsforløpet her.

SIKRINGSOPPLEGG

Under de rådende forhold ble kabelbolting vurdert til å være den eneste realistiske sikringsmetode. Kabelbolting slik det praktiseres i gruvesammenheng, består i at stag eller wirer gyses inn i lange

borhull boret inn mot et potensielt ustabilt område. Så lenge bergmassen er stabil har kablene ingen virkning. Skjer det oppsprekking og deformasjon settes det opp spenninger i kablene. Prinsippet er altså det samme som ved bruk av innstøpte bolter i vanlig tunnelsikring.

Som vist på fig. 5 er det boret langhullsvifter inn mot det ustabile området. Den horisontale avstanden mellom viftene er 2 m i det mest kritiske området og 3 m forøvrig. Totalt sikret lengde langs strøket er ca. 40 m. I alt er det boret ca. 10 500 bormeter. Hulldiameter er 51 mm. Selve gysingen er utført med rapidsement. Arbeidet er utført i tiden 25.10.88 til 15.11.88. Ved oppstart av arbeidet ble det innhentet assistanse fra moderselskapet Outokumpu's gruve Pyhäsalmi hvor man har lang erfaring med kabelbolting.

Etter at arbeidet med kabelbolting var fullført ble det besluttet å la området stå i 14 dager før transporten ble gjenopptatt. Denne tiden ble benyttet til oppfølging av utviklingen i det ustabile partiet. De øvrige arbeider utenom selve produksjon/malmtransporten gikk som normalt i denne perioden.

RESULTAT

Resultatet av sikringsprogrammet kan best forklares ved hjelp av det deformasjon/tid-forløpet som er registrert i det mest utsatte området, fig. 7. De to kurvene representerer henholdsvis et anker på 10 m hulldyp (nær overflaten) i brytningsrommet og et på 6 m hulldyp. (Det siste ble installert ca. 20 dager senere).

De første dagene etter installasjon karakteriseres av en akselerende deformasjon som endte opp med et større utfall fra veggen, og innkopling av rødt lys. I følge instruks skal da personale som befinner seg i området øyeblikkelig trekke seg ut. Dette fungerte svært bra og hendelsen må kunne karakteriseres som en verifisering av at varslingssystemet fungerer i praksis. Umiddelbart etter denne hendelsen ble det foretatt en grundig befaring i tilgjengelige tilstøtende områder. Lyskastere er montert i det store rommet slik at en har temmelig god oversikt over det ustabile området.

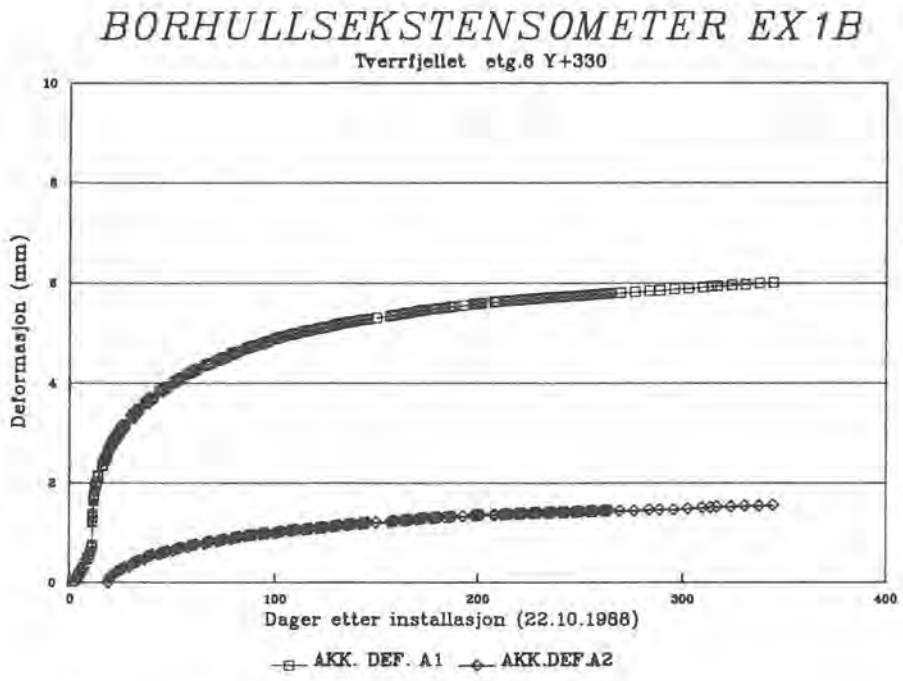


Fig. 7 Deformasjon (tid-forløp for ekstensometer)

Etter at det ble konstatert en avtakende deformasjonshastighet på ekstensometeret ble sikringsarbeidet tillatt gjenopptatt, og arbeidet ble fullført uten flere dramatiske hendelser. De første 2-3 måneder etter installasjonen viste ekstensometeret kraftig avtakende deformasjonshastighet. Dette tolkes som et tegn på at kabelboltingen har virket etter hensikten. Driften ble derfor besluttet gjenopptatt 6. desember 1988 etter ca. 6 ukers stans. Imidlertid foregår det fortsatt deformasjoner, men disse er nå nede i ca. 1/100 mm pr. døgn. Dette indikerer at området ikke kan karakteriseres som 100% stabilt, og at varslingssystemet fortsatt er nødvendig.

I løpet av det året som har gått er det drevet ferdig en omkjøring av skråbanen i betryggende avstand fra rasområdet. Videre er en ny belteforbindelse mellom knuser og sjaktsilo nesten ferdig, slik at en stabil forbindelse igjen vil være etablert fra nyttår.

Uten det utførte sikringsarbeid med tilhørende varslings- og kontrollopplegg ville det imidlertid ikke ha vært tilrådelig å holde anlegget i drift i den mellomliggende perioden.

Som en ytterligere kontroll er det i løpet av september montert rystelsesmålere i de mest utsatte områdene. Dette er gjort for å se om sprengning av større strossesalver eventuelt kan utløse ras. Så langt er det ikke blitt registrert større rystelser enn 11 mm/s og det er ikke registrert utfall i forbindelse med sprengning.

Slettsprengning med 200 mm borhull mot endelig vegg.
Perimeterblasting with 200 mm drillholes against final wall.

DRIFTSSJEF ODDVAR MORTENSEN A/S SYDVARANGER

SAMMENDRAG

I Arbeidstilsynets forskrifter om arbeid i dagbrudd § 8, kommer det klart fram at dagbruddsvegger skal ha det fall og eventuelle sikringshyller som angitt i driftsplaner som er forelagt og godkjent av Arbeidstilsynet. Forskriftene sier også at det skal treffes tiltak for å hindre utrasing.
Ved A/S Sydvarangers dagbrudd mener vi nå å ha funnet en metode som tilfredsstiller både sikkerhetsforskrifter og også driftstekniske og driftsøkonomiske kriterier.
Metoden går kort ut på at vi i de produksjonssalvene som bores til mellomnivå og som ligger nærmest slettsprengningsområdet, borer ei rast langs dette området med 200 mm hull for å redusere sprengskadene av slettsprengningsområdet. Når så selve produksjonssprengningene mellom hyllenivåene er foretatt, blir ei slettsprengningsrast på 200 mm hull boret og denne har et fall på 55 - 70°. Hele hulldiameteren blir ladet i bunn, mens borpipen blir foret inn med 110 mm plastrør som lades med Anolit slik at veggen skånes mest mulig mot sprengskader.

SUMMARY

In Labour Inspection regulation of work in open pits § 8, stats clearly that open pit walls should have slopes and saftey benches. As proscribed in operational plans for the actual pit, which is priorited and approven of the Labour Inspection. Regulations also say there should be made efforts to avoid slides.
At A/S Sydvaranger open pitmine, we mean we have found a method that satisfies the Labour Inspection and both tecnicaly and economicaly criteria.
This method is shortly told that we in the productionblasts which lays close to the perimeterblastingarea and in which we drill 381 mm holes to the betweenlevels, also drill a row along this area with 200 mm holes. This is done to reduse the blastdamages of this perimeterblastingarea. When the productionblasting between the benchlevels is done, the perimeterblastingrow with 200 mm holes is drilled, and each hole has a slope between 55° - 70°. The whole holediameter in the bottom of the holes is charged, and in the rest of the drillpipe we use 110 mm plasticpipes which are charged with Anolit just for redusing the damages on the final pit wall.

Generelt.

A/S Sydvarangers dagbrudd ved Bjørnevatn ca. 8 km fra Kirkenes er jernmalmleverandør til videreforedlingsanleggene i Kirkenes.

Malmen er en finkornig taconitmalm som har en hornblende gneis og en kvartsittisk gneis som henholdsvis heng- og liggbergart. Mektigheten på malmen varierer en del, men i gjennomsnitt er den fra 80 til 120 m tykk, og faller mellom 60° - 80° mot øst. Gjennomsnittlig inneholder malmen ca. 31% magnetisk jern.

Råmalmen blir i Bjørnevatn nedknust til - 150 mm, deretter forsepareres malmen fra berget over høyintensitets elektromagneter for etterpå å falle i en silo under forseparerings-anlegget. Malmen blir deretter transportert ca. 8 km til Kirkenes med jernbane for videre nedknusing, maling, separering, flotasjon og deretter pelletering. Sluttproduktet pellets inneholder nå 65% jern, og skipes hovedsakelig til England og Tyskland, med mindre leveranser til ferrosilisiumverkene i Norge og på Island.

Budsjettert produksjon i Bjørnevatn 1989:

Råmalm	:	3,5 mill. tonn
Berg	:	6,5 mill. tonn

Produksjonsutstyr i bruk:

2	stk.	Gardner Denver 120 rotasjonsboremaskiner	(15" hull)
1	"	Tamrock Herbert topphammerboremaskin	(7 7/8" hull)
2	"	P&H 2100 gravemaskiner	(11 m3 lasteskuffe)
2	"	P&H 2300 - " -	(16 m3 lasteskuffe)
1	"	Le Tourneau 800 hjullaster	(11 m3 lasteskuffe)
11	"	Unit Rig dieselelektriske trucker	(150 tonnere)
3	"	Wabco - " - "	(150 tonnere)

+ diverse veihøvler, dozere ol.

Pr. 10/9-89 var det ansatt ca. 740 personer ved A/S Sydvarangers jernmalmvirksomhet i Sør-Varanger kommune.

I Bjørnevatn var det til samme tid ansatt:

Drift:	128 personer	(110 driftsmannskaper og 18 formenn/funksjonærer)
Vedlikehold:	144 personer	(123 reparatører/sveisere/div og 21 formenn/funksjonærer)

Innledning.

Slettsprengning i dagbrudd blir foretatt for å tilfredsstille Arbeidstilsynets forskrifter, men også for å sikre at realisert uttak av malm = planlagt uttak av malm. Disse kriteriene oppfylles best ved at brytningen i store dagbrudd foregår på en slik måte at dagbruddsveggene sikres mot evt. utglidninger, og om evt. utglidninger skjer, vil de etablerte sikringshyllene kunne fange opp disse.
Slettsprengning mot endelig vegg i store dagbrudd gjøres altså først og fremst for at sikkerheten for driftsmannskapene blir ivaretatt. Dernest er det selvfølgelig meget viktig for et dagbrudds totaløkonomi at man klarer å ta ut den planlagte malmtonnasje fra det laveste nivå i bruddet uten at veggkvaliteten (stabiliteten) i de ovenforliggende nivåer hindrer dette (fig.1).

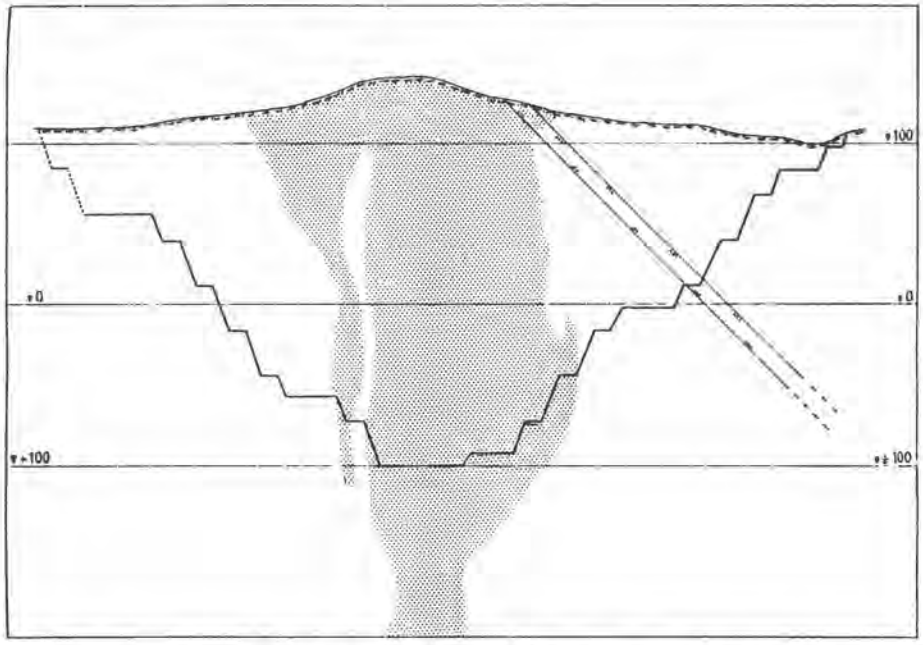


Fig.1 Tverrsnitt av Østmalmen dagbrudd i Bjørnevatn.
Merk: Høydeforskjell fra dagoverflate til fremtidig dagbruddsbunn er ca. 240 meter.

Tidligere slettsprengningsmetoder.

I de første produksjonsårene etter krigen ble det boret produksjonsborhull (9") helt inntil endelig vegg i dagbruddet. Denne veggen ble etter at salvene var lastet rensket manuelt av renskegjenger på 5 - 6 personer.
Denne måten å renske pallveggene på ble brukt helt til slutten av 60-årene, men da var man forlengst begynt med forskjellige måter for slettsprengning.
Fra ca. 1955 ble det boret 100 - 125 mm (4" og 5") hull som vegghull. Disse ble da ladet med dynamit som bunnladning og geomit som pipeladning.
I 1962 - 63 begynte man med selvblanding av et redusert sprengstoff som inneholdt 50 volumprosent ANFO og 50 volumprosent sagflis. Dette ble brukt helt til slutten av 70-årene.
I 1965 ble det innkjøpt 7 stk. senkboremaskiner som erstattet 10 - 12 linboremaskinger. Disse boret 190 mm (7½") hull og meningen var å gå over til senkboring som produksjonsboring. Samtidig begynte man å bore gradhull med senkboremaskinene mot endelig vegg.
Men man fikk store driftsproblemer med disse senkbormaskinene etter 8 - 10 år, samt at borrørhandteringen på de smale hyllene (nominelt 10 meter) ble uhyre vanskelig og sikkerhetsmessig uforsvarlig. Av denne grunn stoppet veggboringen mer eller mindre helt opp mot slutten av 70-årene. Dette var ingen god løsning og pallveggene ble ikke helt akseptable. Det ble derfor igangsatt en prosess hvor man skulle prøve å finne ei løsning som kunne sikre at kvaliteten på pall- og dagbruddsveggene i framtiden ble sikret, både sikkerhetsmessig og teknisk.

Dagens veggboringsutstyr.

Denne prosessen resulterte at man i 1984 begynte prøveboring med en Tamrock Herbert topphammerborerigg som i tillegg til loddhull også kan bore gradhull fra 45° til 90° både parallelt og på tvers av maskinens lengderetning. (fig.2).

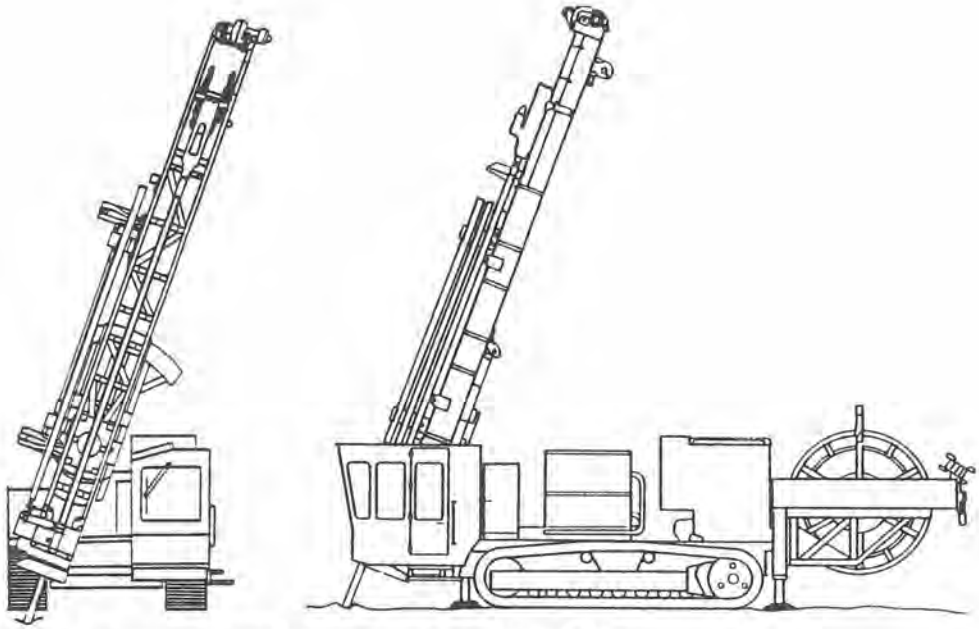


Fig. 2 Tamrock Herbert topphammerborrigg.
Riggen kan i tillegg til loddhull også bore gradhull både parallelt og på tvers av maskinens lengderetning.

I tillegg har denne maskinen et rørmagasin som rommer 6 borrør à 5 meter og det kan derfor bores 35 meter lange hull uten at man må tilkjøre flere borrør. Dette førte til at boring av lange hull fra sikringshyllene ikke lenger var noe stort problem.
Men det var store problemer med å få borrørene til å tåle de store påkjenningene som oppstod samt at borkronene hadde relativt kort levetid. Tilgjengeligheten på riggen var heller ikke tilfredsstillende. Boringen ble derfor meget kostbar de første årene.
Etter at man over relaivt lang tid drev med utprøving av både borrør og borkroner samtidig som man gjorde endel utbedringer av borriggen, kjøpte A/S Sydvaranger borriggen i mai 1986. Riggen har etterhvert svart til våre forventninger og den har gjordt jobben sin på en utmerket måte.

Dagens driftsmetode.

Ved dagbruddene i Bjørnevatn er produksjonsnivåene (pallhøyden) 14 meter, hylleavstand 28 meter (2 pallhøyder), nominell hyllebredde 10 meter, pallvinkel 70° (ca. 60° til 70° på liggside) og dagbruddsvinkel ca. 55° (ca. 47° til 55° på liggside). I tillegg vil adkomsten som legges langs dagbruddsveggene gjøre at dagbruddsvinkelen blir enda slakere.
Hyller som etableres for hvert andre nivå er der spesielt for å fange opp evt. blokkfall og mindre ras ovenfor denne.
Produksjonsboringen blir foretatt med Gardner Denver 120 som borer 381 mm (15") hull, normalt 16 meter lange inkl. 2 m underboring. Bormønstret er i malm 9 x 10 meter og i berg 9 x 11,5 meter.

I produksjonssalvene som bores fra hyllenivå og som grenser mot slettsprengningsområde borer vi i tillegg en rad 200 mm (7 7/8") gradhull parallellt med endelig (fremtidig) pallvegg, men 5 meter fra denne. Hullavstanden er 6 meter, og disse hullene bores kun til mellomnivå uten underboring da dette viser seg å være unødvendig. (fig.3).

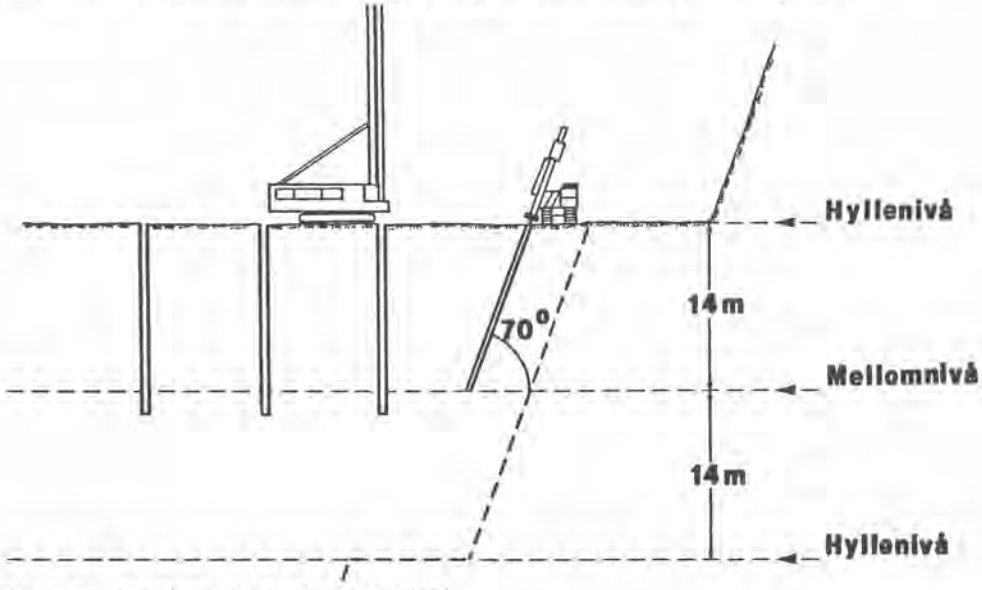


Fig.3 Boring til mellomnivå.
GD 120 borer 381 mm hull m/2 meter underboring.
Tamrock Herbert borer 200 mm hull u/underboring.

Produksjonsborhullene lades med emulsjonslurry 410 og 416. Lademengdene er som følger:

Malmhull 9 meter ladet (200 kg 416 og 1200 kg 410)
Berghull 8,5 meter ladet (1300 kg 410)

Gradhullene (200 mm) lades med emulsjonsslurry 416 i bunn og 410 til 3 meter fra topp, mengdene blir 175 kg 416 som bunnladning og ca. 380 kg 410 som pipeladning.
Tennmidlene i disse hullene (både 381 mm og 200 mm) er 320 grs. TNT/pentritt primer opphengt i noneltenner nr. 15 i bunn og nr. 16 i topp. Hullene blir koblet sammen på bakken med detonerende lunte, og forsinkerelementer påkobles denne.
Ved å sprenge til mellomnivå mot slettsprengningsområde på denne måten blir veggen forskånet fra oppsprekking og utglidning.
Erfaringene har vist at boring fra hyllenivå med kun 381 mm hull 12 meter i topp og 7 meter i bunn fra endelig pallvegg, skapte store problemer for sletthullsboringen mot endelig vegg, både mht. utglidning av hylle og fastboring ol. under langhullsboring pga. oppsprekking.

I produksjonssalvene som bores fra mellomnivå til nytt hyllenivå og som grenser mot slettsprengningsområde bores kun 381 mm hull, men ikke nærmere enn 7 meter i bunn (fig.4). Boremønstret i dette tilfellet er som i vanlige produksjonssalver, men veggrasten blir ikke underboret for ikke å skade nedenforliggende hylle samtidig som vi i denne rasten bare lader ca. 7,5 meter opp i borhullet. (ca.1.150 kg). Opprinnelig boret vi også fra dette nivået 200 mm gradhull, slik som vi i dag gjør fra hyllenivå, men etter div. forsøk har det vist seg at dette er unødvendig.

Siste leddet i denne slettsprengingsprosessen er at slettsprengingsborrasten bores som gradhull (normalt 70°) fra hyllenivå til hyllenivå dvs. en vertikal høydeforskjell på 28 meter. Disse hullene inkl. retningsstikker utsettes med teodolitt og bores deretter parallelt med hverandre med 6 meters avstand. Det bores kun til hyllenivå, dvs. ingen underboring slik at hyllen på denne måten ikke skades. (fig.5).

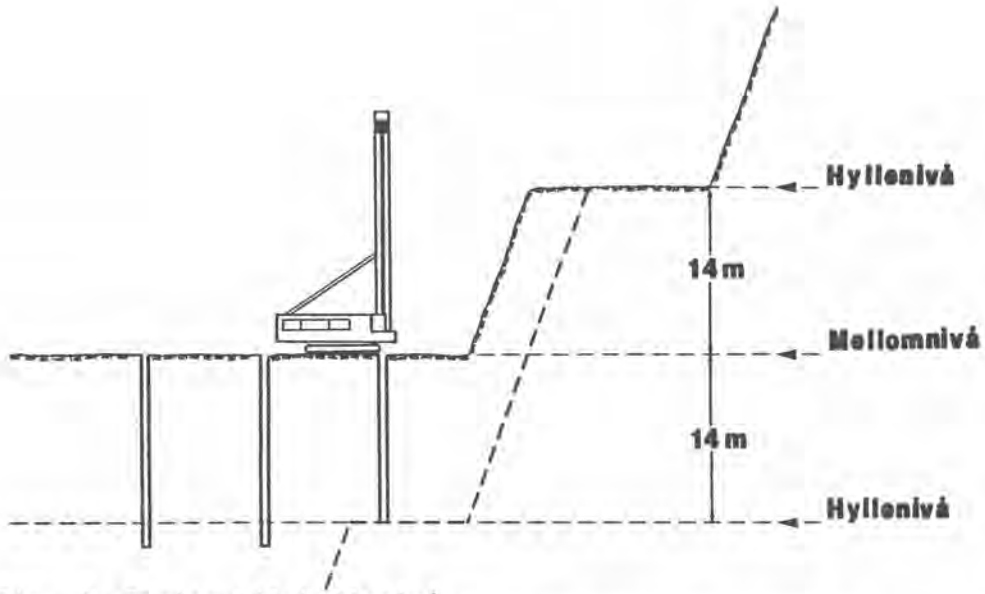


Fig. 4 Boring til hyllenivå.
GD 120 borer 381 mm hull m/2 meter underboring.
Ingen underboring i hylle.

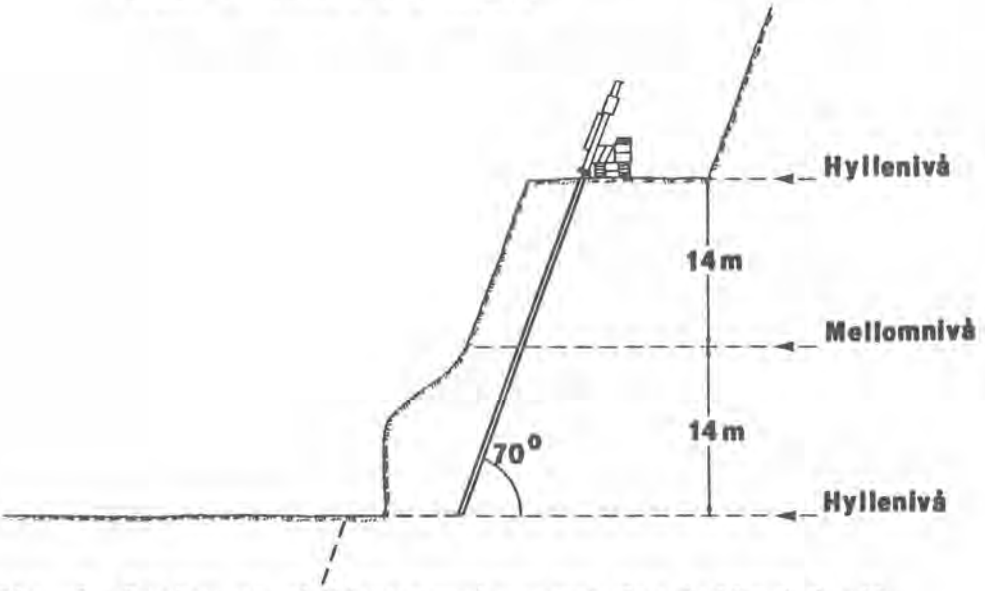


Fig. 5 Boring av slettsprengningsrast fra hyllenivå til hyllenivå. Tamrock Herbert borer 200 mm hull u/underboring.

Som tennmiddel i slettsprengningsborrasten brukes i bunn 360 grs. TNT/pentritt primer, opphengt i detonerende lunte, og bunnen lades så med ca. 175 kg emulsjonsslurry 416, og 175 kg emulsjonsslurry 410 (4 m + 4 m). Deretter fylles ca. 5 meter med borkaks i hullet som fungerer som en propp eller bunn for 110 mm foringsrør av plast som fires ned i resten av hullets lengde (18 - 25 meter). Rørene er 5 meter lange og skjøtes ved at det bores 2 hull diamentralt ovenfor hverandre i skjøtemuffene og deretter brukes "popnagler" i hullene slik at rørene holdes sammenfestet og ikke kan gli fra hverandre. I rørstrengen brukes samme type tennmiddel som i bunn, altså primer opphengt i detonerende lunte, og ANOLIT fylles så helt opp i rørene dvs. 145 - 200 kg. Alle gradborede langhull knytes så sammen med detonerende lunte og sprenges på samme tidsintervall.

Konklusjon.

Etter at det i de siste 4 - 5 årene er forsøkt flere forskjellige former for slettsprengning mener vi nå at vi er kommet fram til et prinsipp som tilfredsstiller våre krav både mht. sikkerhet, brytningsteknikk og ikke minst driftsøkonomi.
Veggene er etter slettsprengning meget slette med få løse blokker ol. Stabiliteten er dermed meget god, men det er knyttet endel usikkerhet til hyllekvaliteten på liggsiden av bruddene. Bredden kan her bli noe mindre enn ellers i bruddene pga. diverse slepper og stikk som kan føre til utfall av blokker spesielt i hyllekanten, noe som igjen kan føre til at adkomst på hyllene kan bli vanskelig.
Erfaringene med hyller som er etablert i andre brudd i Bjørnevatn, viser at eventuelle blokkutfall og mindre ras over hyllene meget godt fanges opp av disse, slik at de nedenforliggende områdene på denne måten er sikret.

Brytningsteknisk fører en god veggstabilitet i dagbrudd til at man kan bryte ut den malm som opprinnelig var planlagt samt at man på denne måten bedre kan utnytte både personell og utstyr.

Sprengstofforbruk i slettsprengingsrast er 0,40 - 0,45 kg/m3.
Boring og sprengning av 32 meters slettsprengningsrast koster ca. kr. 1.200,- pr. veggmeter, eller knapt kr. 6,- pr. m3.

TUNNELER OG UNDERGRUNNSANLEGG
ET NTNF-PROGRAM

TUNNELS AND UNDERGROUND INSTALLATIONS
A NTNF-PROGRAM

Geoteknisk sjef Ulf Fredriksen
Geoteknisk kontor, Oslo kommune

SAMMENDRAG

Målet med dette programmet er tredelt.
Det første er en økt utnyttelse av undergrunnen for å oppnå ressursbesparende, miljøvennlige og energiøkonomiske anlegg.
Det andre er å utvikle teknologi som gir mer optimale løsninger m.h.t. sikkerhetsøkonomi og reduserer kostnadene.
Det tredje målet er å styrke norsk konkurranseevne for å øke eksport av norske tjenester og produkter.

Både i Norge og i utlandet benyttes undergrunnsanlegg i økende omfang. I Norge brukes årlig ca. 5 milliarder kroner til nybygging, vedlikehold og utbedring av slike anlegg. Forbedret teknologi kan derfor spare betydelige ressurser. NTNF igangsetter dette programmet også fordi at Norge - ved å utvikle den brede erfaring og spisskompetanse som finnes her til lands - bør kunne sikre seg internasjonale byggeoppdrag.

Hovedsakelig gjennomføres prosjektene i programmet av NTH/SINTEFF og NGI. Imidlertid er Vegdirektoratet, Robocon A/S og Dyno Industrier A/S av de som er trukket inn i enkelte prosjekter.

Programmet har en varighet på 3 år - fra 1989 med avslutning i 1991. Det har en total økonomisk ramme på 14 mill. kr. hvorav NTNF's andel er 7 mill. kroner.

SUMMARY

This program has three main objectives.
The first is increased utilisation of the underground space so as to gain installations which are economical in resources and energy and also protective of the environment.
The second is to arrive at optimal combinations of safety and cost reductions.
The third is to improve Norwegian competitiveness to increase exports of services and products.

Underground installations are of increasing use both in Norway and abroad. Annual expenditure in Norway on building maintaining and improving such installations ammounts to about NOK 5 billion. Improved technology will therfore mean considenable savings. Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research (NTNF) is also initiating this program because Norway - by developing the broad experience and leading expertice already available in Norway will put the country in position to win international contracts.

The projects in this program wil mainly be in the hands of the Foundation for Scientific and Industrial Research at the Norwegian Institute of Technology (SINTEFF/NTH) and Norwegian Geotechnical Institute (NGI), but the Norwegian Public Roads Administration, Aker Entreprenør A/S trough Robocon A/S, and Dyno Industries A/S will among others be involved in particular projects.

The program that starts in 1989 will be completed in 1991. It has a total budget at NOK 14 mill. of which NOK 7 mill. is NTNF's share.

BAKGRUNN OG MÅLSETTING FOR PROGRAMMET

NTH/SINTEFF og NGI har gjennom er rekke år sendt inn søknader til NTNF på enkeltprosjekter. Etter en vellykket gjennomføring av programmer med større bredde bl.a. det såkalte 3B-program innen BA-seksjonen, ble det satt ned et utvalg bestående av tidligere formann i BA-kommitéen direktør ved Veglaboratoriet Kaare Flaate, en representant for hver av de to institusjonene NGI og SINTEF, en representant fra entreprenørene og en fra rådgivende ingeniører.

Utvalget fikk i mandat å sette sammen et program av enkeltsøknadene, innen tunneler og undergrunnsanlegg og presentere dette i en felles søknad til NTNF. Dette resulterte i at NTNF bevilget midlene til et program inndelt i 4 hoveddeler:

1 Forundersøkelse
2 Planlegging og dimensjonering
3 Boring og sprengning
4 Sikring og drift

Detaljene i programmet skal jeg komme tilbake til etter hvert.
Begrunnelsen for programmet som den ble utviklet av utvalget er som følger:

"Undergrunnsanlegg benyttes i stadig økende grad i inn- og utland. Eksempler er trafikktunneller, vanntunneller og magasiner, kraftanlegg, olje- og gasslagre, lagerhaller, sykehus og militæranlegg, fabrikker og boliger, tilfluktsanlegg og idrettshaller, parkeringsanlegg og deponier for miljøskadelig avfall. Valget av undergrunnsanlegg er ofte begrunnet i miljømessige eller energiøkonomiske hensyn.

Kostnadene pr. år i Norge for nye undergrunnsanlegg, vedlikehold og utbedring av skader utgjør i størrelsesorden 5 milliarder kroner. Forbedret teknologi bør kunne spare det norske samfunn for store ressurser samtidig som man i mange tilfeller oppnår miljøvennlige og energiøkonomiske alternativer til anlegg på overflaten. En årlig besparelse på bare 1% gir beløp av størrelsesorden 50 millioner kroner.

Norge har solid erfaring og spisskompetanse innen flere disipliner knyttet til pllanlegging, prosjektering og bygging av slike anlegg. Ved utvikling av ny teknologi for utnyttelse av undergrunnen, øker man mulighetene for internasjonalt engasjement og eksport av norske produkter og tjenester.

Norsk engasjement utenlands på bygg- og anleggssektoren er totalt forholdsvis beskjedent på grunn av en rekke forhold (norsk kostnadsnivå, godt hjemmemarked, liten tradisjon m.m.m.), men såfremt disse hindringer for norsk eksport i større eller mindre grad blir eliminert, har man behov for teknologi som kan selges internasjonalt og det er dette man sikter på å utvikle i dette program."

Programmet har som intensjon å oppfylle følgende målsetting:
"- Økt utnyttelse av undergrunnen for å oppnå ressursbesparende, miljøvennlige og energiøkonomiske anlegg.

- Ny teknologi som gir mer optimale løsninger med hensyn til sikkerhet og økonomi og reduserer kostnadene ved undergrunnsanlegg med 5% sammenlignet med dagens praksis.

- Styrket norsk konkurranseevne som fører til en markert økning i eksport av norske tjenester og produkter innen tunnellteknologi."

Programmet skal gjennomføres i løpet av en treårsperiode 1989-1991.
Det har en total økonomisk ramme på 14 mill. kr. hvorav 7 mill. er NTNF's andel.

DE ENKELTE PROSJEKTER, KORT PRESENTASJON

1. FORUNDERSØKELSER

Innen dette hovedprosjektet er det tre hovedprosjekter.

1.1. Stabilitet i undersjøiske tunneler:
skal gå over 2 år 1989 og 1990 og skal analysere rastilfeller i slike tunneler og utrede overdekningskriterier. Prosjektet gjennomføres ved NTH/ SINTEFF og har førsteammanuensis Bjørn Nilsen som prosjektleder.

1.2. Geofysisk sondering:
skal videreutvikle eksisterende forundersøkelsesmetode basert på borehullseismikk, mellomhullseismikk og seismisk tomografi til bruk ved sondering foran tunnelstuffen. Prosjektet skal gå over 2 år og organiseres av NGI med dr.ing. Tor Lasse By som prosjektleder.

1.3. TERMOS-geologi:
skal utvikle dataprogram for presentasjon av den tredimensjonale struktur og dets skjæring med undergrunnsanlegg. Dette skal kobles sammen med TERMOS som er et tredimensjonalt terrengmodelleringssystem utviklet ved NGI og SI. Det er NGI som organiserer dette prosjektet med Karstein Monsen som prosjektleder. Dette prosjektet skal utføres i 1991.

2. PLANLEGGING OG DIMENSJONERING

Dette hovedprosjektet har to delprosjekter som benytter numeriske modeller i to og tre dimensjoner til dimensjonering av sikring i svakt oppsprukket berg. Til dette hovedprosjektet hører også et delprosjekt om kontraktsforhold.

2.1. Numeriske modeller med diskontinnum modeller:

organiseres av NGI og skal utnytte NGI's versjon av regneprogrammet UDEC (Universal District Element Code) med ikke lineær sprekkmodell integrert. Det utviklede program skal nyttes til parameterstudier angående tunnelsikring, foring av fjell under store, eksterne og interne spenninger, og når fjellet er sterkt omvandlet.
Prosjektet vil gå gjennom hele programperioden og ledes av Axel Makurat.

2.2. Tredimensjonal elastoplastisk endelig elementanalyse:

gjennomføres ved NTH/SINTEFF med Arnfin Emdal som prosjektleder. Prosjektet skal søke å øke norsk kompetanse på numerisk modellering av geologiske materialer og videreutvikle et endelig elementprogram for pålitelig tredimensjonal analyse av spenninger og tøyninger i geomaterialer utsatt for ytre last. Ved bruk av slike program vil grunnlaget for valg av utforming, plassering og sikringstiltak være bedret.

2.3. Kontraktsforhold.

Prosjektet utføres av en gruppe ved Berdal-Strømme A/S og vil utarbeide en omforent kontraktstandard som ivaretar byggherrens og entreprenørens interesser mht. konkurranseforhold og risikofordeling. Utføres i 1990.

3. BORING OG SPRENGNING

3.1. Fullprofilering av tunneler:

gjennomføres i løpet av programmets tre år som et samarbeidsprosjekt mellom NTH/SINTEF og NGI og vil ha Arne Bruland ved NTH/SINTEF som prosjektleder. Målet for dette prosjektet er å utvikle et forbedret planleggingsverktøy for fullprofilboring av tunneler og sjakter, og tilpasse metode og planleggingsverktøy til nye anvendelsesområder under jord.

3.2. Styring av fragmenteringsevne.
Prosjektet skal gjennomføres i 1989 og 1990 og er organisert som et samarbeidsprosjekt mellom NGI og Dyno Industrier A/S. Prosjektet vil ved å utnytte det brede spekter av variasjonsmuligheter innen detonasjonshstighet og energiinnhold i emulsjonssprengstoffene øke produktiviteten ved fjellsprengningsarbeider. Utviklingsarbeidet vil kunne optimalisere fragmenteringen for ønsket behov.
Prosjektleder er Jan Vestre ved Dyno Industrier A/S.

4. SIKRING OG DRIFT

Dette er et hovedprosjekt med relativt mange delprosjekter og tar for seg store deler av sikringsproblematikken.

4.1. Injiseringsteknologi.
NGI gjennomfører et prosjekt hvor en ved spesielle lab-forsøk vil undersøke forholdene omkring sprekkåpninger og kornstørrelse og residuale sprekk-åpning etter injisering for å kunne utføre et bedre valg av injiserings-midler. Dette vil gjøres bl.a. ved inntrengningsforsøk i enkeltsprekker og sprekksystemer. Prosjektledere vil være Gunnar Vik og Fredrik Løset.

4.2. Bergsikringsmetoders praktiske virkemåte.
Prosjektet som skal gå gjennom programperioden vil ledes av Tor Harald Hansen ved SINTEF/NTH, forøvrig være et nært samarbeid med både Veglaboratoriet, NGI og andre deler av SINTEF.
Prosjektet vil i størst mulig grad forsøke å komme fram til tallfestede parametere som karakteriserer sikringsmetodens virkemåte, effektivitet og bestandighet. De sikringsmetoder som det skal utføres undersøkelser på er bolter, sprøytebetong og plasstøpt betong, vann og frostsikringsmetoder.

4.3. Oppdatering av Q-systemet for valg av tunnelsikring.
Dette prosjektet vil bli gjennomført i NGI's regi med Fredrik Løset og Eystein Grimstad som prosjektledere, og går over hele programperioden. Prosjektet vil oppdatere Q-systemet, en av de internasjonelt mest benyttede metoder for klassifisering av bergmasser og valg av sikring. Prosjektet inneholder også en versjon av systemet til bruk på kalkulator ute i felten.

4.4. Belastningsforsøk på fiberarmert sprøytebetong.
NGI vil planlegge og utføre dette prosjekt i samarbeid med Robocon A/S og Nick Barton som prosjektleder i årene 1990-91. Prosjektet går ut på å gjennomføre storskalaforsøk med sprøytebetong, dokumentere at den kan erstatte full utstøping, og også dokumentere den fiberarmerte sprøytebetongens evne til å tåle store tøyninger ved strekk og skjærbelastninger under tunnellignende belastningsforhold.

4.5. Ventilasjon av lange veitunneler.
Prosjektet er organisert i SINTEF/NTH med professor Tom Myran som prosjektleder, og vil gi nytt og nødvendig grunnlag for fastsettelse av dimensjoneringskrav som må stilles i veitunneler med stor trafikktetthet og reduserte miljø/siktforhold.

PROGRAMMETS MÅLGRUPPE

Programmet tar primært sikte på å være en hjelp for alle byggherrer som utnytter undergrunnen i dette landet ved at deres bygge- og driftskostnader ifølge målsettingen skal gå ned. Dette vil gjelde alle utbygninger innen gass og olje - både transporttunneler, lager og prosesseringsanlegg i fjell. Her er det snakk om store dimensjoner og derfor også strenge krav til planlegging og prosjektering. Utbyggere av veitunneler både på land og under sjø vil ha nytte av flere av prosjektene i programmet. Utbyggere av beredskapsinstallasjoner i fjell både av sivil og militær art vil også kunne dra nytte av at disse programmene gjennomføres. Vi kan også ta med at vann-og avløpssektoren, energisektoren, og produsenter av knuste steinmasser vil tjene på at programmet gjennomføres. Ikke minst vil konsulentene også få forbedret sine verktøy til planlegging, prosjektering og oppfølging av arbeidene. Entreprenørbransjen har nytte ved at metoder forbedres og gjør deres drift sikrere. Bygge- og anleggsbransjen vil generelt sett få bedret sin kompetanse, og dette er viktig spesielt dersom bransjen skal gjøre seg gjeldende utenfor landet.

STATUS - HØSTEN 1989

Programmet er nå i slutten av sitt første år, og selv om oppstartingen er blitt noe forsinket er det akseptabel fremdrift på prosjektene.
En forutsetningen for at denne fremdrift skal holde seg også inn i 1990 og 1991 er at det skaffes tilstrekkelig midler utenfra - fra bedrifter og andre institusjoner slik at programmet kan fullfinansieres. Det mangler enda ca. 1,5 mill. kroner av programmets totale 14. mill. kroner.
Programledelsen arbeider aktivt for å skaffe disse midlene tilveie.
Vi savner støtte til prosjektene fra de store olje- og gassutbyggere, vi savner også støtte fra deler av den statlige utbyggingssiden.
Det er vanskelige tider, men her blir det satt igang utvikling som en har tro på, og som vi mener vil være til beste for utbyggere, konsulenter og entreprenører. Vi håper vi slipper å gå tilbake til prosjektene og deres ledere for å si at prosjektet må avsluttes eller reduseres på grunn av økonomien. Det er tross alt relativt små beløp det står på. Med disse ord håper jeg på en lykkelig fortsettelse av programmet.

DRIFT OG VEDLIKEHOLD AV FJELLANLEGG

MAINTENANCE OF UNDERGROUND FACILITIES

Siv.ing. Erik Dahl Johansen
Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
Statkraft Svartisen-anleggene

SAMMENDRAG

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk har dannet en arbeidsgruppe med formål å samle og systematisere data og kostnader for Drift og Vedlikehold av Fjellanlegg.

SUMMARY

The Norvegian Tunneling Society has established a Working group to collect and systematize informations and costs for maintenance of underground facilities.

ARBEIDSGRUPPE FOR DRIFT OG VEDLIKEHOLD AV FJELLANLEGG.

Norge er et land med mange og mangeartede anlegg under jord. Undergrunnen brukes i stadig større omfang til formål som tidligere var daganlegg. Tomtepriser, plassforhold og miljøforhold har bidratt til å flytte utbyggingsprosjekter under jord.

Norske entreprenører og konsulenter har stor kunnskap om det å ta ut fjell og å utforme et anlegg slik at det blir rasjonellt og økonomisk å bygge det.

Men hva med vedlikehold og drift av disse anleggene. Har vi der tilstrekkelig kunnskap og erfaring?

Totalkostnadene for et fjellanlegg - eller et annet bygg - består av

- kostnader knyttet til etablering
- kostnader knyttet til drift og vedlikehold

Ser en på totale kostnader over levetiden på et anlegg vil bildet ofte være som et isfjell. Etableringskostnadene stikker opp over vannet. De synes og er gjenstand for nøye vurderinger. Kostnader knyttet til drift og vedlikehold er imidlertid som oftest vesentlig større. Som isen under vannet, de synes ikke så godt, men de kan være farlige. De kommer i mindre porsoner og ofte på andre budsjetter De får ofte ikke den oppmerksomhet de burde i byggefasen der øyeblikkets investeringskostnader overskygger framtidens løpende kostnader.

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) arrangerte i januar 1988 en temadag over emnet Drift og Vedlikehold av Fjellanlegg. En rekke innlegg ga forskjellige innfallsvinkeler til problemstillingen. Hovedinntrykket til slutt var at det er et ønske og behov for å samle og systematisere den viten og de data og kostnader som finnes for drift og vedlikehold av fjellanlegg.

Med bakgrunn i dette etablerte NFF en arbeidsgruppe som skal arbeide med dette temaet.

Den overordnede målsetting for prosjektet er å fremme bruken av fjellanlegg i Norge og i utlandet. Bedre kunnskap om drift og vedlikehold av fjellanlegg skal gi bedre grunnlag for

- prosjektering og valg av planløsninger
- valg av tekniske løsninger
- å vurdere vedlikeholds og driftskostnader

Arbeidsgruppen tar sikte på å utgi en publikasjon med "alt som er verdt å vite" angående drift og vedlikehold av fjellanlegg.

Arbeidsgruppen er sammensatt av peroner fra forskjellige miljøer innen faget, slik at følgende områder er dekket:

- Trafikkanlegg
- Kommunalanlegg
- Totalforsvarsanlegg
- Vannkraftanlegg
- Gruver

Arbeidsgruppen samarbeider med NTH/SINTEF. Våren 1990 vil en eller flere prosjektgrupper ved Institutt for anleggsdrift arbeide med prosjektet. Dette arbeidet vil videreføres gjennom hovedoppgaver og egne prosjekter.

Arbeidsgruppen har foreløpig ingen konkrete resultater å vise til, men arbeid er i gang innen flere områder for å skaffe tekniske data og kostnadsdata. For anlegg som alternativt kan legges over eller under jord, f. eks svømmehaller, forsøker en å finne sammenlignbare kostnadstall.

I høst sender arbeidsguppen ut et spørreskjema som har til hensikt å skaffe grunnlagsdata for videre arbeid. Spørreskjemaet sendes til eiere og brukere av fjellanlegg. En ønsker å få inn informasjon om driftserfaringer med de forskjellige anleggstyper. På bakgrunn av dette håper en å kunne avdekke områder der det kan være aktuelt å sette inn resurser i form av forskning eller videreutvikling.

VENTILASJON OG STØVFORHOLD VED FULLPROFILBORING

Ventilation and dustcontrol on full face boring machines

Professor Tom Myran
SINTEF Bergteknikk, 7034 Trondheim

Siviling. Erik Dahl Johansen
Statkraft, Svartisanleggene

SAMMENDRAG

Gjennomføring av forslag om reduksjoner i de administrative normer for kvartsholdig støv vil få betydelige miljømessige konsekvenser ved fullprofilboring (TBM), spesielt ved boring i kvartsrike bergarter. Støvproblemer på TBM må angripes ved en kombinasjon av tiltak.

På grunnlag av driftserfaringer er aktuelle støvdempende tiltak beskrevet. Virkemåte og feilkilder for støvutskillere (Rotovent, Sepax og Turbofilter) er omtalt, og kriterier for dimensjonering av nødvendig friskluftkapasitet og avsugskapasitet er foreslått. De støvproblemer som har forekommet på TBM i Norge er ikke primært knyttet til uriktig dimensjonert hovedventilasjon, men har i de fleste tilfeller sin årsak i dårlig virkningsgrad for støv-utskilleren.

SUMMARY

Proposal of new and more stringent threshold limit values (TLV) for dust with silica are given in Norway. The implementation will have significant consequences for the dust situation on full face boring machines (TBM).

Based on experiences is actual dustreducing and ventilation efforts described. Principle and efficiency for dust extraction units are given, and criteria for calculating the fresh air demand and the capacity for the dust extraction units are proposed.

1 INNLEDNING

I takt med økende mekanisering og produktivitet under jord produseres idag større mengder forurensninger pr tidsenhet enn tidligere. Det er derfor viktig at en positiv utvikling i produktiviteten følges av en opprustning også på miljøsiden.

Støv og silikose er begreper som gjennom mange år har vært i fokus ved arbeid under jord. Fullprofilboring (TBM) representerer sannsynligvis den driftsmåte under jord i dag som gjennomgående har de største støvproblemer.

Utgangspunktet for dette foredraget er at Direktoratet for Arbeidstilsynet har foreslått nye administrative normer for kvartsholdig støv ved neste revisjon av listen over de administrative normer (Arbeidstilsynets bestillingsnr 361).

For totalstøv som inneholder mer enn 6% kvarts innebærer forslaget en halvering av dagens gjeldende normer. En gjennomføring av forslaget vil innebære meget betydelige konsekvenser for fullprofilboring, og da særlig ved boring i kvartsrike bergarter.

2 STØV

2.1 Helserisiko

Farlighetsgraden av kvartsholdig støv er en funksjon av følgende faktorer:

$$F = f\ (C_r,\ C_q,\ t,\ I)$$

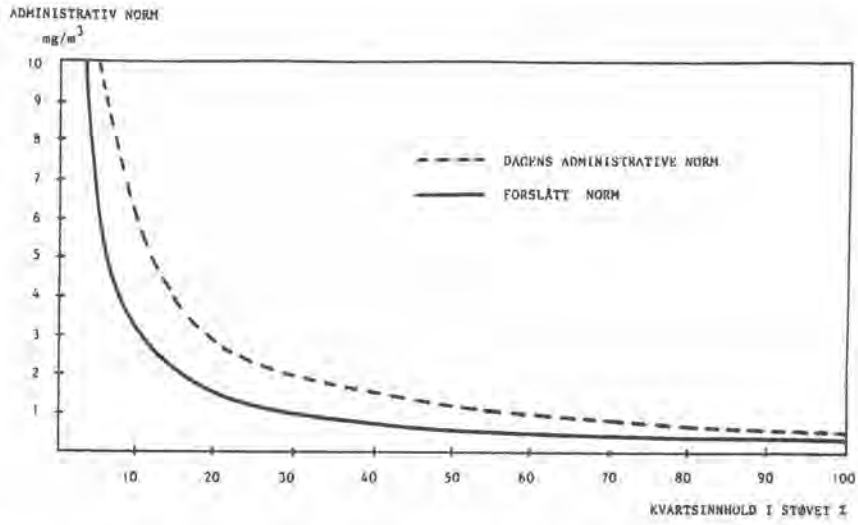
hvor

- C_r = Respirabel støvkonsentrasjon, dvs det støv som har så liten partikkelstørrelse (<5 mikron) at det når ned i lungene.
- C_q = Kvartsinnholdet i respirabel støvfraksjon
- t = Eksponeringstiden
- I = Individuell faktor knyttet til personen som eksponeres, f.eks lungeventilasjon, røykevaner, yrkesaktive vaner/uvaner osv.

Gjeldende og foreslått norm for kvartsholdig støv er som følger:

	Dagens verdi mg/m³	Forslag ny verdi mg/m³
Totalstøv	0,6	0,3
Respirabelt støv (andel lungeskadelig støv)	0,15	0,1

For kvartsholdig blandingsstøv med fra 1 til 100 vekst% kvarts, er gjeldende og foreslått administrativ norm for totalstøv vist i figur 1.



FIGUR 1 Gjeldende og foreslått norm for kvartsholdig totalstøv.

Det er en klar sammenheng mellom kvartsdose som inhaleres ($^{mg}/_{m^3}$ x år) og risikoen for å utvikle første stadium av silikose.

2.2 Tiltak generelt

Støvproblemene på TBM må angripes ved en kombinasjon av tiltak, som alle griper mer eller mindre inn i hverandre. Det vil derfor ha liten effekt om man i for stor grad konsentrerer oppmerksomheten om et enkelt tiltak - og glemmer eller slurver med de øvrige.

Viktige tiltak for støv er:

- Tilstrekkelig frisklufttilførsel til TBM'en, og riktig fordeling av luften langs maskinen.
- Et godt strømningsteknisk utført og tilstrekkelig støvavsug fra borhodet via rør frem til støvskilleren.
- God tetting mellom støvskjold og tunnelvegger. Minimalt kontaktareal mot borhoderommet.
- Bruk av operatørhytter med overtrykksventilasjon.
- Bruk av vann på kuttere og omlastepunkt, spyling av tunneltak, vegger og de områder av TBM'en der støv avsettes.
- Lokal innkapsling og støvavsug kan være aktuelt i spesielle tilfeller.

Ved ventilasjonsdimensjoneringen og valg av øvrige støvdempende tiltak må det legges avgjørende vekt på bergartens/støvets kvartsinnhold.

3 VENTILASJON OG STØVAVSKILLING

3.1 Ventilasjonsdimensjonering

Undersøkelser i TBM-tunneler i Norge viser at tilført mengde friskluft til TBM'ens bakrigg varierer fra 6,3 til 20,5 m^3/minutt pr m^2 tunneltverrsnitt. Støvutskillerens avsugskapasitet varierer fra 4,5 til 11,0 m^3/minutt pr m^2.

Som et dimensjoneringsgrunnlag for hovedventilasjonen kan anbefales 15-20 m^3/min pr m^2 tunnelareal som en tommelfingerregel. Tilført luftmengde bør være minst 50% større enn støvavsugets kapasitet.

I lange TBM-tunneler bør lekkasjetapet i ventilasjonsduken holdes lavest mulig (5-8% pr km).

Tilført luftmengde må være så stor at det i tillegg til avsuget fra borhodet også gir overskuddsluft nok til å overvinne hastighetsvirkningen av transportbånd og annen aktivitet som påvirker luftstrømmen, slik at det kan opprettholdes en konstant og entydig luftstrøm utover TBM'en i hele maskinens lengde. Anbefalt lufthastighet her kan være 0,2-0,5 m/sek.

Erfaring viser at støvproblemene knyttet til TBM ofte er lokalt betinget (kvartsinnhold, borbarhet, tørre/fuktige tunneler), og at valg av tiltak må baseres på kunnskap og erfaring på stedet.

3.2 Systemer for støvutskilling

I Norge er til i dag benyttet to forskjellige typer støvutskillere:

- Våtvasker (type Rotovent og Sepax)
- Tørrfilter (type Turbofilter)

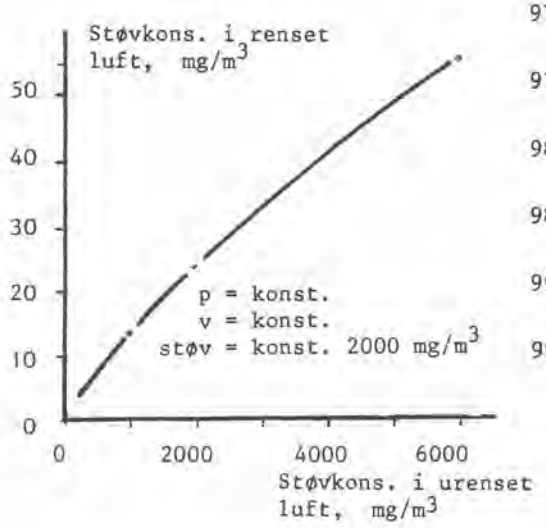
Et helt annet prinsipp for støvutskilling, nemlig elektrostatisk filtrering, er nå nylig montert på to av Statkraft's TBM'er. Elektrofilteret er her montert i serie med, og like etter en våtvasker. I skrivende stund foreligger ikke målinger som viser virkningsgraden. Såvidt vites er dette første gang dette prøves på TBM eller delsnittsmaskiner.

Foran borhodet på en TBM er støvkonsentrasjonen ekstremt høy, opptil 10-12 g/m^3. For å redusere grovstøvandelen som suges ut fra borhodet, bør avsugsåpningen plasseres i den øvre tredjedelen av maskinprofilet. Lufthastigheten i avsugsrør bør være minst 18-20 m/sek for å unngå settling av støv.

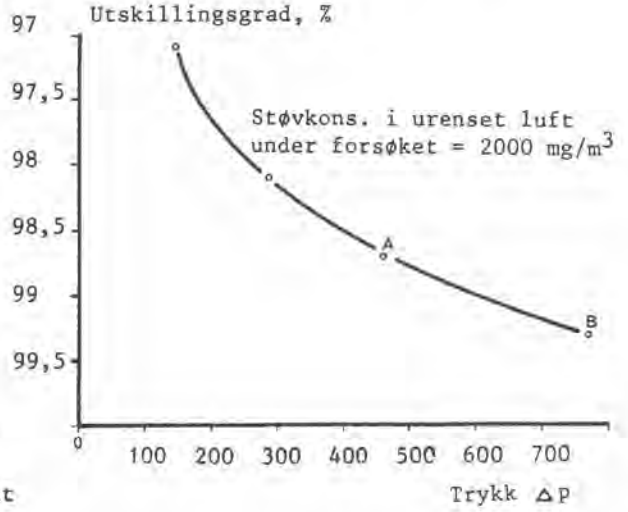
Våtvasker

Utskilling av støv skjer i våtvaskeren ved kontakt mellom støv- og vannpartikler ved hastigheter mellom 50 og 120 m/sek, og en etterfølgende sentrifugalutskilling under undertrykk. Det er derfor en nøye sammenheng mellom utskillingsgrad og energiforbruk. Som optimalt vannforbruk angis 0,1-0,5 liter pr m³ luft gjennom utskilleren.

I figur 2 er vist utskillingsgrad for en type Rotovent våtvasker som funksjon av inngående støvkonsentrasjon ved optimalt energiforbruk. I figur 3 er vist hvordan utskillingsgraden avtar når trykk og energiforbruket avtar.



FIGUR 2 Utskillingsgrad for Rotovent som funksjon av inngående støvmengde.



FIGUR 3 Utskillingsgrad for Rotovent som funksjon av trykket.

(Kilde: Bergbauforschung, Essen)

For å holde maksimal utskillingsgrad på Rotoventen er det av avgjørende betydning at foreskrevet undertrykk opprettholdes. En høytrykks våtvasker har under optimale forhold høy utskillingsgrad på partikler ned til ca 3 mikron. For mindre partikler avtar utskillingsgraden raskt.

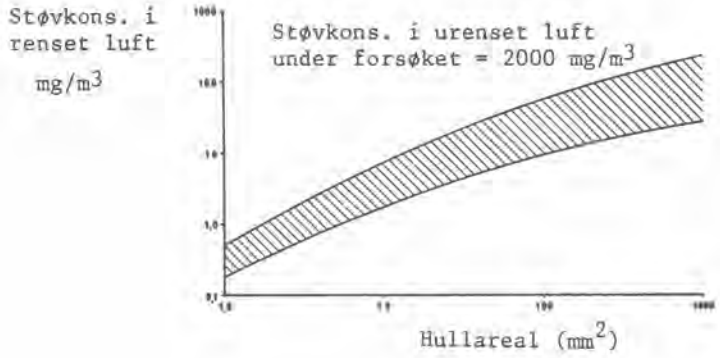
Tørrfilter

I det selvrensende Turbofilteret avsettes støvet i et kammer med et stort antall filterstaver som luften passerer gjennom. Lufthastighet gjennom stavene og samlet filterareal er avgjørende

faktorer. Anbefalt filterbelastning ligger på 4,3-4,5 m^3 luft pr m^2 filterareal og minutt. Dette tilsvarer en lufthastighet gjennom filterstavene på 0,7-0,8 m/sek. Kontroll av filterbelastningen på et utvalg norske TBM'er viste at dette lå på tilnærmet riktig nivå for de fleste.

En helt avgjørende forutsetning ved bruk av tørrfilter er at filtermaterialet ikke skades. Kontroll av en rekke filterstaver på TBM-er i Norge har vist at staven har vært beskadiget, og at det har vært små hull i filtermaterialet.

Bergbauforschung i Essen oppgir utskillingsgraden for et Turbofilter til 99,95%. Hull i filterstavene reduserer utskillingsgraden dramatisk. Dette fremgår av figur 4.



FIGUR 4 Reduksjon i utskillingsgrad for tørrfilter som funksjon av hullareal i mm^2.

Av figur 4 fremgår at en skade på filterstavene som resulterer i et økt hullareal fra f.eks 1 mm^2 til 100 mm^2 øker støvkonsentrasjonen etter filteret fra 0,5 mg/m^3, dvs med en faktor 40.

Det er derfor helt avgjørende for virkningsgraden at filterstavene ikke skades ved uriktig eller skjødesløs behandling. Alt arbeid og vedlikehold av filteret må derfor utføres av folk som er instruert på forhånd.

En våtvasker er billigere enn et Turbofilter, men har et høyere energibehov, slik at driftsutgiftene derfor normalt blir høyere. Våtvasker av type Sepax har dårligere virkningsgrad enn Rotovent, pga forskjeller i konstruksjonen.

Et optimalt fungerende Turbofilter vil pga sin virkemåte (sperrefilter) ha en bedre utskillingsgrad enn våtvaskeren.

Undersøkelser viser at støvutskillere ofte ikke fungerer optimalt, og at høye støvkonsentrasjoner registreres etter utblåsing fra støvutskiller, på TBM'ens bakrigg, ved lok. transport, riggnisjer, omlastepunkt og adkomsttverrslag. Disse forhold er som regel ikke

knyttet til underdimensjonert hovedventilasjon, men skyldes dårlig virkningsgrad for støvutskilleren. Noe som igjen har sammenheng med at utskilleren er beskadiget, andre kapasitetsforhold (volum/trykk) enn foreskrevet av leverandør, eller dårlig utformet røropplegg (bend, kroker) fra borhode til støvutskiller. Eksempelvis påvises ofte skader på Turbofilterets filterstaver, eller én eller flere av Rotoventens vifter er ikke i drift.

4 OPPSUMMERING

En reduksjon av de administrative normer for kvartsholdig støv vil kunne føre til betydelige miljømessige konsekvenser knyttet til støvsituasjonen ved fullprofilboring.

I dette foredraget er det søkt pekt på årsaker til de høye støvkonsentrasjoner som er registrert ved TBM-drift i Norge. Ved Statkraft's TBM-drifter i Kobbelv, Jostedalen og Svartisen er det samlet meget nyttig erfaring omkring ulike tiltak knyttet til støv og ventilasjon.

Skal man kunne møte de krav som stilles ved innføring av reviderte normer for støv er det nødvendig at man utnytter og optimaliserer de muligheter man har ved de fleste TBM-er (ventilasjon, støv-utskillere, vann, innkapsling). Driftserfaring viser at ved konsentrert og systematisk innsats, og justeringer og modifikasjoner av dagens TBM-opplegg, vil støvforholdene ved fullprofil-boring kunne bedres i betydelig grad.

MICROTUNNELLING. METODER OG UTSTYR FOR JORD OG FJELL.

Microtunnelling. Methods and equipment for soil and hard rock.

Siviling. Torill Utheim
Institutt for geologi og bergteknikk, NTH

SAMMENDRAG

Økende trafikk, kombinert med stadig voksende behov for underjordsinstallasjoner for vann, avløp, energi og kommunikasjon, gjør legging og utskifting av rørledninger med tradisjonelle grøftemetoder både sosialt og økonomisk uholdbart.
Denne artikkelen beskriver grøftefrie konstruksjonsmetoder, for tunneldriving med diametere opp til ca. 1.0 m.. Metodene som beskrives er: Impact moling - muldvarp, impact ramming - rambukk, små tunnelmaskiner med slurry- skrue- eller kassetransport av massene, flertrinns-systemer og pipe-replacer - rørerstatter. Til slutt nevnes en del metoder for retningsboring.

SUMMARY

With the worldwide "explosion" in surface traffic, replacing outworn services and installing new ones by disruptive trenching has become sociallly and economically unacceptable. This paper outlines some developments in trenchless technology, focusing on tunnelling-technics for diameters up to 1.0 m.. The equipment described is: Impact moling and impact ramming, slurry-, auger- and container-machines, multi-phase systems and pipe-replacer. Some techniques for directional drilling is mentioned at the end of the paper.

INNLEDNING

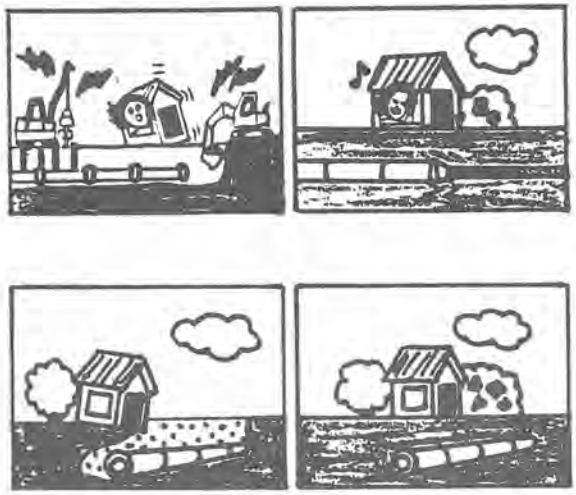
Vann- og avløpsnettet er en viktig del av bygningsarbeidet i byer og tettsteder. I historisk perspektiv har innsatsen på dette området vært varierende. Dagens bystrukturer krever imidlertid et moderne ledningsnett. Den siste tidens fokusering på miljø og miljøvern vil trolig også medføre sterkere krav til kloakknettet. Dessuten har store deler av de eksisterende rørledningene for lengst nådd pensjonsalder, og behovet for utskifting øker.
I tillegg til vann- og avløpsledninger kommer nye undergrunds-installasjoner som kabel-TV, "data links", kommunikasjonsnett, elektrisk energi og fjernvarme. Og alt dette skal ned under bakken.

Med den stadig økende trafikken blir det etterhvert uholdbart med grøftegraving hver gang nye rørledninger skal legges, eller gamle fornyes. Spesielt i byområder er den forstyrrende og forurensende effekten ved tradisjonelle grøftemetoder tydelig.

Senking av grunnvannet er et annet problem ved grøfting, som kan gi setninger i grunnen og påfølgende skader på bygninger og veidekke. Økologiske skader kan også bli resultatet.

Etterhvert som det blir stadig flere underjords-installasjoner, øker sjansene for at en eller fler av disse kuttes under graving. Det er altså en lang rekke ulemper ved de tradisjonelle konstruksjonsmetodene.

Ved bruk av grøftefrie metoder kan disse ulempene reduseres til et minimum.



Figur 1: a) Åpen og b) lukket rørlegging.
(Maidl, 1989)

HVA ER MICROTUNNELLING?

Opprinnelsen til microtunnelling kan spores tilbake til Japan for ca. 20 år siden, da myndighetene bestemte at kloakken skulle samles i et hoveddreneringssystem. Det dreide seg om flere tusen km. ledninger og rør, og p.g.a. stor befolkningstetthet og mye trafikk, var tradisjonelle grøftemetoder uaktuelle. Det måtte utvikles nye tunnelmetoder, som ikke ville forstyrre trafikken. På midten av 70-tallet begynte selskaper som f.eks. Iseki å utvikle fjernstyring på sine maskiner. Dermed falt behovet for å ha folk inne i tunnelen bort, og diameterene kunne reduseres til under 900 mm..
Sanwa og Komatsu konstruerte også flere maskiner, men det var Iseki, med sin Telemouse og Telemole, som slo an i Europa (Moss, 1989).
Vest -Tyskland var det første europeiske landet som fanget interesse for det nye utstyret, i begynnelsen av 1980-årene.

Rees (1989) oppsummerer litt av den historiske utviklingen. Under utstillingen ved Sewerage -81 konferansen ble interessen tent for potensialet i grøftefri teknologi. I 1985 ble den første No-dig konferansen holdt, der utstillingen utelukkende tok for seg grøftefrie tema. ISTT (International Society for Trenchless Technology) ble dannet, og sponset No-dig -87. Den tredje No-dig konferansen ble holdt i Washington i 1988, og den fjerde i London 1989.

Det finnes ingen internasjonal definisjon på microtunnelling. Vanligvis skilles det mellom **små** tunneler og **micro**-tunneler avhengig av om det er folk på stuff eller ikke.
I følge U.S. National Committee on Tunnelling Technology (U.S.N.C.T.T.) (1989) refererer microtunnelling seg til høyt mekanisert, underjords rørkonstruksjon, med indre diameter i området fra 50 mm. opp til 0.9 m. (rør med diam. opp til 1.4 m. har blitt installert med microtunnel metoder).

Andre grøftefrie metoder vil også bli omtalt i denne artikkelen. U.S.N.C.T.T. definerer grøftefri konstruksjon som installasjon av rørledninger og "ducts" ved underjords utgraving, fortrengning av in situ jord ved pressing, eller utvidelse av eksisterende underjordsfasiliteter.

Utfra disse definisjonene, og tabell 1., gis i det følgende en oversikt over metoder til rørlegging og kabeltrekking uten tradisjonell grøfting.

Tabell 1: Oversikt over grøftefrie konstruksjonsmetoder.
(U.S.N.C.T.T., 1989)

Metode	Rørtype og størrelse	Drivelengde	Egnede grunnforhold
PRESSE-METODER			
Muldvarp	Plast rør 0.05-0.2 m.	Maks 70 m. Typisk 10-15 m.	Ikke egnet til veldig myk grunn eller fjell. Kan knuse små steiner.
Rambukk	Stålrør 0.05-1.4 m.	Maks. 60 m.	Alt unntatt fjell og steiner. Kan klare å meisle mykt fjell. Lite frontkontroll gir fare for setninger.
ROTERENDE METODER			
Slurry-maskin	Diverse rør 0.25-0.9 m.	Maks. 180 m. per 1988	Alt unntatt fjell og store blokker.
Skrue-maskin	Diverse rør 0.15-1.4 m.	Opp til 100 m. ofte mindre	Alt unntatt hardt fjell. Fare for setninger i myk grunn.
Kasse-maskin	Diverse rør 0.8-1.0 m.	Opp til 90 m.	Spesielt sterkt varierende grunnforhold
Rørerstatter (Pipe-replacer)	Plast rør 100-400 mm. ID	Typisk mindre enn 100 m.	De fleste jordtyper.
Retnings-boring	Stålrør 0.05-1.4 m.	Maks 1600 m.	Varierende grunnforhold.

GRØFTEFRIE KONSTRUKSJONSMETODER

Disse kan deles i to hovedgrupper etter virkemåte: Pressemetoder og roterende metoder.

For **pressemetodene** gjelder at innføringen av rørledning skjer samtidig med fortrengning av massene rundt. Rørene jekkes inn. Fordi massene ikke fjernes kan man få trykkøkning med påfølgende ekspansjon, og massene rundt rørledningen vil da flytte seg vekk fra åpningen.
U.S.N.C.T.T. (1989) kaller dette ekspansiv installasjonsteknikk.

For **roterende metoder** gjelder at massene graves ut fra fronten av boremaskinen, og transporteres ut i dagen. Ofte tas det ut noe mer volum enn rørledningen fyller opp. Dermed vil massene rundt rørledningen sette seg innover mot åpningen.
U.S.N.C.T.T. kaller dette konvergent installasjonsteknikk.

Grøftefri konstruksjon kan anvendes ved all rørlegging, og særlig ved traseer som krysser trafikkårer det ikke er ønskelig å kutte, f.eks. vei, jernbane, rullebane og elver. Hittil har metoden hovedsaklig blitt brukt ved legging av kloakknett, men anvendelsesområdet øker i takt med erfaringene. Et nytt felt er utbytting av rør p.g.a. slitasje, lekkasje eller underkapasitet.
Microtunnel-driving er særlig egnet ved ustabile grunnforhold, der man ikke ønsker å senke grunnvannstanden.

A) Pressemetoder

I denne gruppen finnes det hovedsaklig to typer utstyr, impact moling og impact ramming, fritt oversatt til hhv. muldvarp og rambukk.

IMPACT MOLING - MULDVARP

Metoden kalles også "earth piercing tool" i U.S.A. eller "Russian Rocket" i Europa.
Pressekraften genereres i hodet på muldvarpen.
P.g.a. lav investeringskostnad, i tillegg til at utstyret er lett flyttbart og enkelt å bruke, har dette vært den mest anvendte grøftefrie metoden.
Ulempen har vært unøyaktighet over lengre avstander, men her er utviklingen i gang mot bedre styrbare enheter.
Utstyret kan bare brukes i komprimerbar jord, og i løs,våt eller steinig grunn kan det bli vanskeligheter.

De fleste muldvarpene er luftdrevne slaghammere, men det finnes også hydrauliske.
De pneumatiske jekkene kan deles i to typer (Jones, 1989):

- Fast hode: Her er hammeren montert i et stålrør, og treffer en fast ambolt som er montert i muldvarphodet.
- Flytende hode: Hammeren montert i et stålrør, men treffer en ambolt festet til en stålfjær, som er montert i muldvarphodet.

IMPACT RAMMING - RAMBUKK

Denne pressemetoden har samme basisdesign som muldvarper, men presskraften genereres utenfor borhullet. Hammeren er montert i enden av røret, og kommer aldri inn i hullet. Drivelengden er normalt rundt 50 m., men 100 m. har blitt utført.

B) Roterende metoder

I denne gruppen finnes det mange typer utstyr, som lager hull med diameter fra ca. 1.0 m. ned til et par cm..
Av såkalte utgravingsmetoder finnes hovedsaklig tre typer:

Slurry- og skruemaskiner med kontinuerlig transport, og kassemaskiner med satsvis transport av massene (container-maskiner).

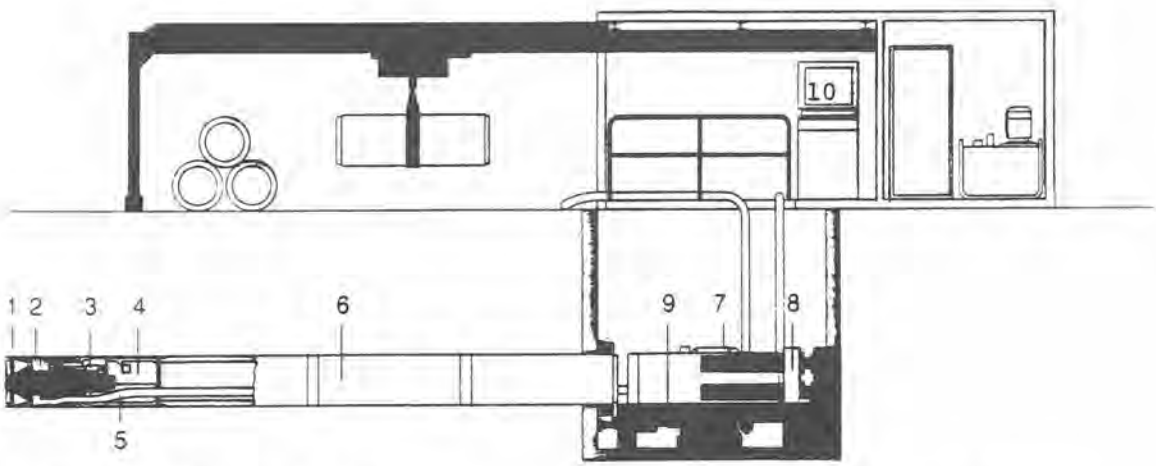
Massene graves ut foran maskinen v.hj. av en roterende skive, og fjernes gjennom rørledningen enten ved pumping suspendert i vann eller bentonitt, mekanisk v.hj.a. en skrue eller i en kasse.

Microtunnelling omfatter også flertrinns-systemer og rør-erstattere (pipe-replacer).
Retningsboring er en annen type roterende boring.

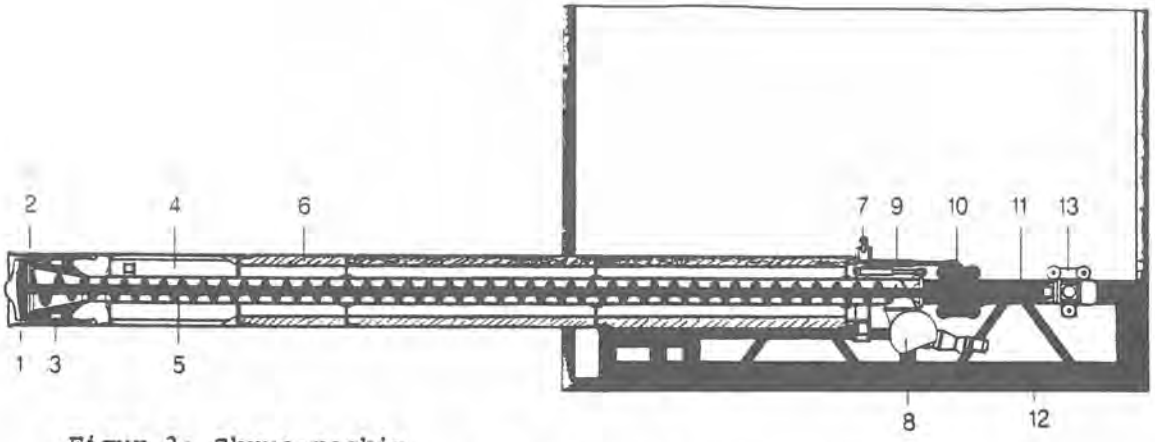
I det følgende vil disse gruppene bli mer detaljert beskrevet.

UTGRAVINGSMETODER

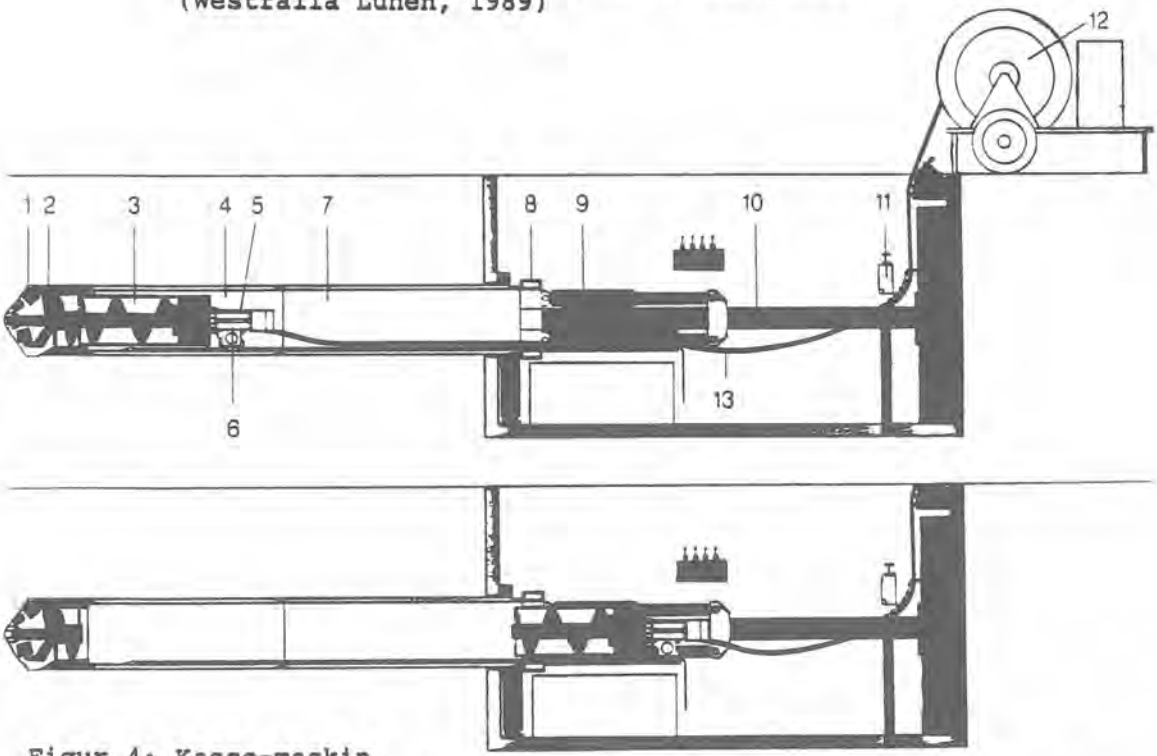
De tre utgravingsmetodene fungerer hovedsaklig på samme måte, og omtales derfor under ett. Figur 2, 3 og 4 viser prinsippet for hhv. slurry- skrue- og kassekonseptet.



Figur 2: Slurry-maskin.
1) Borhode med steinknuser, 2) foring/tetting, 3) styre-sylinder, 4) maskinhus med hydraulikk og lasermål, 5) væsketilførsel, 6) permanent rør, 7) pressestempel, 8) trykkring, 9) presseramme, 10) kontrollpanel.
(Westfalia Lünen, 1989)



Figur 3: Skrue-maskin.
1) Borhode, 2) foring/tetting, 3) styresylinder, 4) maskinhus med hydraulikk og lasermål, 5) transportrør og transportskrue, 6) permanent rør, 7) trykkring, 8) utløpsrør med sluselås, 9) matesylinder, 10) drivmotor, 11) pressestempel, 12) presseramme, 13) kobling.
(Westfalia Lünen, 1989)



Figur 4: Kasse-maskin.
1) Borhode, 2) foring/tetting, 3) container med skrue og boreenhet, 4) maskinhus, 5) styre- og låsejekker, 6) driftsenhet, 7) permanent rør, 8) trykkring, 9) pressestempel, 10) presseramme, 11) laser, 12) slangetrommel med hydraulisk stasjon, 13) tilførselsledninger.
(Westfalia Lünen, 1989)

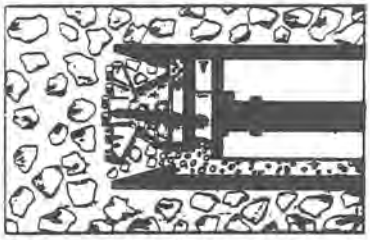
Tunnelmaskinene består av et fjernstyrt styre- og kuttehode, fulgt av rørledningen. Røret kan enten være det permanente eller et midlertidig rør.
Før rørleggingen kan begynne, må det senkes adkomstsjakter som rørene presses ut fra, og ankomstsjakter der maskinen tas imot. Disse sjaktene krever liten diameter, avhengig av rørlengden kan man gå ned i diameter på 1.8 m.. Selve anleggsplassen krever dermed lite overflateareal, noe som er gunstig i byområder.

En container med styrepanel og overvåkingsutstyr plasseres ved siden av pressekummen. Fra denne kontrollerer operatøren hele boreprosessen. Et TV-kamera montert i borhodet filmer kontinuerlig borets posisjon, og eventuelt avvik kan justeres umiddelbart. På denne måten oppnås en meget stor nøyaktighet.
Etter at styresentralen er rigget opp, og eventuelt avslammingstanker ved bruk av slurrymaskin, kan selve boreprosessen starte. Ved små sjaktdiameter kan styresentralen plasseres over sjakta.

Først bores det gjennom sjaktveggen, som har et "øye" av lett borbart materiale, f.eks. Leca. Dette "gjennomslaget" tettes både med stålplater og gummiring. Ved veldig høye grunnvannstrykk kan det lages en kum på utsiden, som fylles med bentonitt.
Etterhvert som maskinen arbeider seg innover, heises ett og ett rør ned i sjakta. For hver ny rørlengde boret, må tilførselskablene frakobles, det nye røret legges til rette og kablene kobles til igjen, før arbeidet kan fortsette. Denne bytteoperasjonen kan ta fra 15 min. til 1 time.
Boreslammet pumpes opp til avvanningstanker i dagen (ved slurry), eller heises opp i kibber (ved skrue- eller kassetransport).

Boret styres ved hjelp av laser. Posisjon og retning blir nøyaktig innmålt i pressekummen, og laseren innstilt deretter. Laserstrålen treffer en blink i borhodet. Blinken overvåkes av TV-kamera og overføres til kontrollpanelet. Operatøren har altså til en hver tid oversikt over borets posisjon.
Justering av retningen skjer ved hydrauliske jekker montert på kutterhodet.

Den største ulempen med microtunnel-maskiner er faren for å treffe på uforutsette gjenstander i grunnen. En konknuser i hodet på maskinen er i stand til å knuse steiner opp til 1/3 av rørdiameteren, figur 5. Men større steinblokker eller gjenstander av stål og armert betong må graves opp og fjernes med gravemaskin.



Figur 5: Borhodet på en slurry-maskin.
(Iseki, 1989)

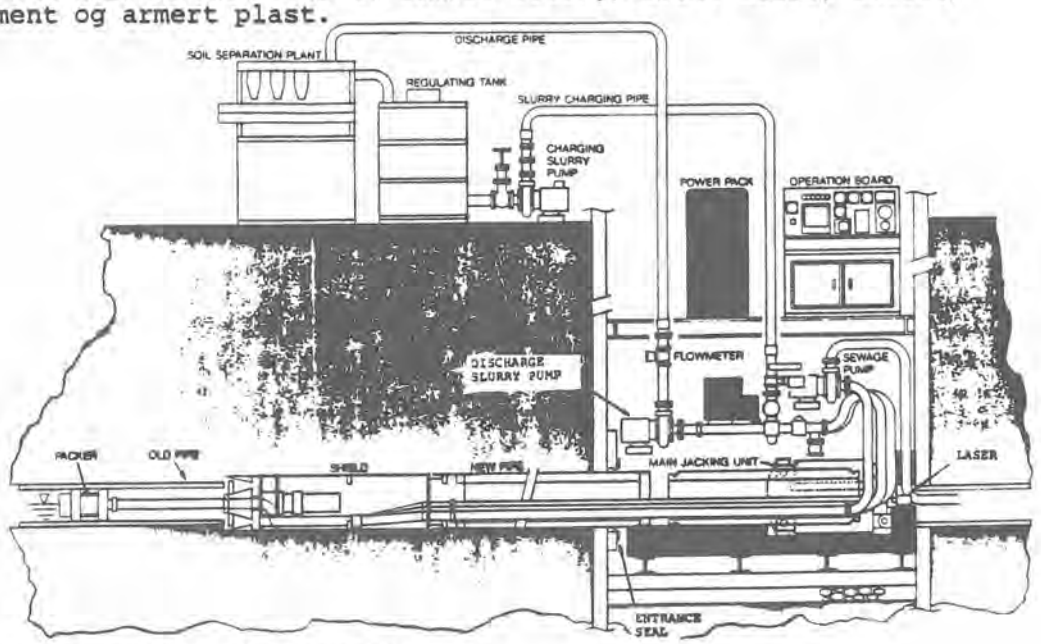
Kassekonseptet har den fordelen at kassen, med boreenheten i, kan dras ut gjennom rørledningen (f.eks. Westfalia Lunens WC8-C12 serie). Dermed blir stuffen tilgjengelig, i tillegg til at enkeltskjær eller hele borkrona kan skiftes ut. Maskinen er derfor spesielt egnet ved sterkt varierende grunnforhold.

FLERTRINNS-SYSTEMER

Av flertrinns-systemer kan nevnes Soltaus RVS 35, som er konstruert for diametere på 100-200 mm. (4-8"), spesielt med tanke på forbindelse mellom husstander og hovedkloakknett. Her lages først et pilothull ved at et rør med liten diameter presses gjennom hullbanen. Dette hullet styres ved hjelp av en teodolitt innstilt på et mål i borehodet. Et rør med ytre diameter lik endelig diameter kobles til pilotstrengen. Dette røret jekkes gjennom pilothullet, og massene transporteres ut med skrue. Til slutt hektes det permanente røret på og jekkes gjennom. Sjaktdiameteren for adkomst kan gå helt ned i 2.0 m..

PIPE-REPLACER

Som navnet sier kan denne maskinen erstatte utslitte eller underdimensjonerte rør med nye. Modellen bygger på slurrymaskinkonseptet, men har i tillegg en pakker montert på en stang foran maskinen. Figur 6 viser en rørerstatter. Konknuseren i fronten av maskinen spiser seg gjennom det gamle røret, og massene transporteres i slurry opp i dagen. Pakkeren forhindrer kloakken å komme frem til maskinen. Men kloakkstrømmen opprettholdes ved at den ledes separat gjennom stanga og rørerstatteren ut i startsjakta, der den kobles inn på kloakknettet igjen.
Det nye røret jekkes inn etter rørerstatteren. På den måten installeres det nye røret samtidig som det gamle fjernes.
I følge Isekis brosjyre er maskinen i stand til å grave ut og fjerne eksisterende rør av armert betong, brent leire, asbest, cement og armert plast.



Figur 6: Isekis rørerstatter.
(Iseki, 1989)

UNCLEMOLE

For en mer detaljert forståelse av microtunnel-driving beskrives her Isekis Unclemole, som er den første microtunnel-maskinen i arbeid i Norge. (Også omtalt i A&T, aug. nr.8 -89.) Til dette prosjektet, som Strøm Gundersen driver i Drammen, valgte man microtunnelling utfra de meget vanskelige grunnforholdene, som ville gitt store problemer med grøfting. I tillegg gikk traseen gjennom trafikkerte områder.

Dette er en slurrymaskin, som har den store fordelen at man kan kompensere for grunnvannstrykk. Ved å regulere slurrytrykket likt grunnvannstrykket, oppnås stabile boreforhold og konstant grunnvannsstand under boreoperasjonen.
Vanntrykket på fronten registreres med en føler på oljetrykket bak kutteren, og vannsirkulasjonen reguleres ved hjelp av to pumper og en spjellventil (butterfly-ventil).
En minste vannmengde på 1.2 m^3/min. kreves for å transportere boreslammet ut. Dersom det er ønskelig med lavere vannhastighet, kan bentonitt, som gir øket viskositet, anvendes.
Presskraften på det første røret var bare 18 tonn, men økte omtrent lineært med antall rørlengder. P.g.a. de dårlige gunnforholdene ønsket man minst mulig rotasjon, og det ble brukt 1.5 omdr./min..
Maskinen veide 8.5 tonn, og tyngden ligger hovedsaklig i fronten. I løs grunn hadde maskinen en tendens til å synke. Dette problemet ble løst ved å montere langsgående stålstenger i de fire første rørene, som oppstivere.
Et annet problem var tykke lag av treflis i grunnen, som er rester etter treforedlingsindustrien i området. Lagene hadde liten bæreevne, og vanskeliggjorde styringen.

På dette prosjektet, som totalt omfattet 600 m. boring og fem pressekummer, var prisen beregnet til ca. 16.000 kr./løpem..

RETNINGSBORING

Denne typen roterende boring kan oppfattes som microtunnel-boring med små diametere. Nedenfor beskrives kort en del forskjellige konsepter. For mer utfyllende opplysninger om de enkelte metodene henvises det til referansene.

* **Devibor:** Det svenske firmaet Craelius A/B har utviklet Devi-boret, som under avviksboringen benytter to borerør, et ytre og et indre. Når ønsket avvik er oppnådd, trekkes avviksstrengen opp og boringen fortsetter med konvensjonell borestreng. Ved gjentatte avviksjusteringer er Devibor en arbeidskrevende metode. (Craelius, 1987).

* **ZBE :** ZBE er et automatisk selvjusterende retningsbor, utviklet i Tyskland. ZBE måler kontinuerlig retningen på hullet, og avvik ned til 1/16° blir umiddelbart korrigert. Metoden har hittil vært brukt ved loddrette hull, men utviklingen går mot også horisontale og skrå hull. (Suttill, 1987).

* **Continuous Whipstock :** Continuous Whipstock er en metode for styrt avviksboring mye brukt i Kina. Metoden kan brukes på

konvensjonelt boreutstyr. Avviket genereres ved hjelp av en indre mekanisme. (Suttill, 1987).

* **Vic Drill-head:** Dette borekonseptet er utviklet ved NTH / SINTEF. Til forskjell fra den svenske Devibor-metoden, benytter Devico bare en borestreng. Metoden blir dermed mindre arbeidskrevende og rimeligere. Siden retningsboret benytter en vanlig borestreng, betyr dette at det kan bores svært lange hull, og eventuelle begrensninger ligger i borestrengens- eller boreriggens kapasitet. (Tokle, 1988).

Innen olje- og gassindustrien har det lenge vært satset store beløp på utvikling av boreutstyret. Nedenfor nevnes kort et par prosjekter som har forbindelse med olje- og gass produksjon, men som også har gitt ringvirkninger til landbasert boring.

* **Norton :** Norton Christensen Drilling Products har utviklet en serie produkter på boremarkedet. Både Navi-Drill (Mach 1, 2 og 3) og diverse turbiner er Norton produkter som kan anvendes ved styrt avviksboring. (Norton).

* **Kolibomac :** I Norge har det de siste seks år pågått et utviklingsprogram ved NTH, med tanke på boring av olje- og gassbrønner (Kolibomac-programmet). Programmet har arbeidet med å utvikle utstyr for retningsuavhengig generering av matekraft på borekrona, som muliggjør boring av svakt skrånende til horisontale hull. (Homstvedt, 1987).

* **Piodril :** På grunnlag av erfaringer fra Kolibomac-programmet, ble det startet et prosjekt med tanke på anvendelse innen landbasert boring. PIODRIL kombinerer teknologi utviklet i Kolibomac-programmet med erfaring fra tradisjonell TBM-tunneldrift. Konseptet tar sikte på å utvikle en metode for retningsstyrt, ubemannet boring av tunneler og sjakter, med typisk diameter på 1 m.. (Homstvedt, 1987).

ØKONOMI

Ved konvensjonelle metoder går en stor del av kostnadene til å bryte opp og reparere veidekket. I følge Möhring (1989) går opptil 1/3 av budsjettet til dette arbeidet. Den andre store utgiftsposten er utgraving og utbytting av masser, og gjenfylling av grøftene. Ved microtunnel-driving faller begge disse postene bort. På den andre siden får man utgifter til sjaktsenking, men dette utgjør bare en liten del av totalkostnadene.
Tabell 2 og 3 viser prosentvis kostnadsfordeling ved hhv. grøftemetoder og microtunnelling.

Tabell 2: Prosentvis kostnadsfordeling ved rørlegging i grøft (Möhring, 1989).

	Percentages of the costs (%)
Site equipment	3
Break-up of road surfaces and reconstruction	31
Timbering, soil excavation exchange and refill, bridges	39
Water lowering	8
Manholes	7
Sewers, roughing, branches	12

Tabell 3: Prosentvis kostnadsfordeling ved microtunnelling ("Berlin-metoden", Möhring, 1989).

	Percentages of the costs (%)
Site equipment	6
Break-up of road surfaces and reconstruction	5
Starting and target shafts with exavation	10
Groundwater lowering	11
Advance of mains and house connections incl. costs of materials	68

Jo bedre standarden er på veien man ønsker å krysse, og jo høyere grunnvannstand, dess mer økonomisk er microtunnel-driving i forhold til tradisjonelle metoder (Möhring, 1989). Økonomien avhenger også av hvor dypt rørledningen skal legges. Men i følge tyske erfaringer (Möhring, 1989) er det uansett billigere med microtunnelling ved dyp over 2.5-3.0 m. når veidekket er asfalt. Prisen ligger da på ca. 4000-8000 kr./løpem..

Microtunnel-maskiner er dyre i innkjøp, og utstyret brukes ofte på leiebasis. Dessuten kreves det erfarne operatører.
Men i følge Iseki (1989) er microtunnelling likevel et økonomisk alternativ til åpne grøftemetoder i mange tilfeller.

KONKLUSJON

Microtunnelling er en ny teknologi, men fremtidsbehovene er klare. Å forsyne byområdene med alle underjordsfasiliteter, det være seg vann, avløp, elektrisk energi, kommunikasjon eller fjernvarme, blir en stor oppgave i fremtiden.
Rees (1989) refererer en undersøkelse av behovet for microtunneler til rør og kabler mindre enn 950 mm. i diameter.

Undersøkelsen har følgende forutsigelser for 1992:

- Impact moling til 30.000 km./år, til en verdi av ca. 3300 mill. kr.
- 1200 km. microtunneler årlig, til en verdi av ca. 5000 mill. kr.
- Rørerstatning, beregnet til 1650 mill. kr.
- Total markedsverdi i 1992 ca. 12.000 mill. kr.

Rees (1989) nevner også at ca. halvparten av verdens 2.3 mill. km. avløpsledninger finnes i Europa. Disse er også de eldste, og behovet for utskifting er stort.

Med disse tallene må man kunne konkludere med at microtunneldriving bare er i startfasen av en rivende utvikling.

LITTERATURLISTE

/1/ Craelius, 1987. Skötselinstruktion och reservdels förtegning för avviksutrustning, Devibor.

/2/ Homstvedt, Gunder, 1987. Nytt borekonsept for lange, styrte hull. Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk/ geoteknikk, s. 13.1-13.4.

/3/ Iseki Poly-Tech, Inc.. Pipe-replacer. Brosjyremateriell, 1989.

/4/ Iseki Ltd.. Unclemole Microtunnelling System. Brosjyrematériell, 1989.

/5/ Jones, Maurice B.. Big Future for Small Bores. World Tunnelling, April 1989, pp. 137-154.

/6/ Maidl, Bernhard. Introduction. Proceedings on the 1st International Symposium Microtunnelling, Bauma 89, pp. 15-22. München 10-16 April, 1989.

/7/ Moss, Arthur F.. Small is proving to be beautiful. Tunnels & Tunnelling, June 1989, pp. 54-56.

/8/ Möhring, Knut. Questions concerning economic efficiensy, project bidding and the development of trenchless pipelaying. Proceedings, 1st International Symposium Microtunnelling, Bauma 89, pp. 314-326. München 10-16 April, 1989.

/9/ Norton Christensen Drilling Products. Brosjyre materiell.

/10/ Rees, Donald F.. Developments in Trenchless Technology. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 4, No. 2, pp. 201-205, 1989.

/11/ Suttill, Keith, 1987. Deflection Drilling. How to make a drillhole go where you want it to go. E & MJ, pp. 48-51.

/12/ Tokle, Viktor, 1988. Nytt konsept på retningsstyrt diamantboring, 15 s.. SINTEF, Bergteknikk, Trondheim.

/13/ U.S. National Committee on Tunneling Technology. Micro- and Small-Diameter Tunneling: The U.S. Perspective. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 4, No. 2, pp. 201-205, 1989.

/14/ Westfalia Lünen. Micro-tunnelling Machine Systems. Brosjyrematériell, 1989.

Note: Proceedings fra No-Dig konferansene og utstillingene kan bestilles fra the International Society for Trenchless Technology, 15 John Street, London WC1N 2EB, U.K..

SPRENGSTOFFENES EGENSKAPER. KJEMISKE, FYSISKE EGENSKAPER OG SPRENGSTOFFTESTER

PROPERTIES OF EXPLOSIVES. CHEMICAL, FYSICAL PROPERTIES AND TESTING OF EXPLOSIVES.

Produktutviklingssjef Jan Vestre
Dyno Industrier A.S

SAMMENDRAG

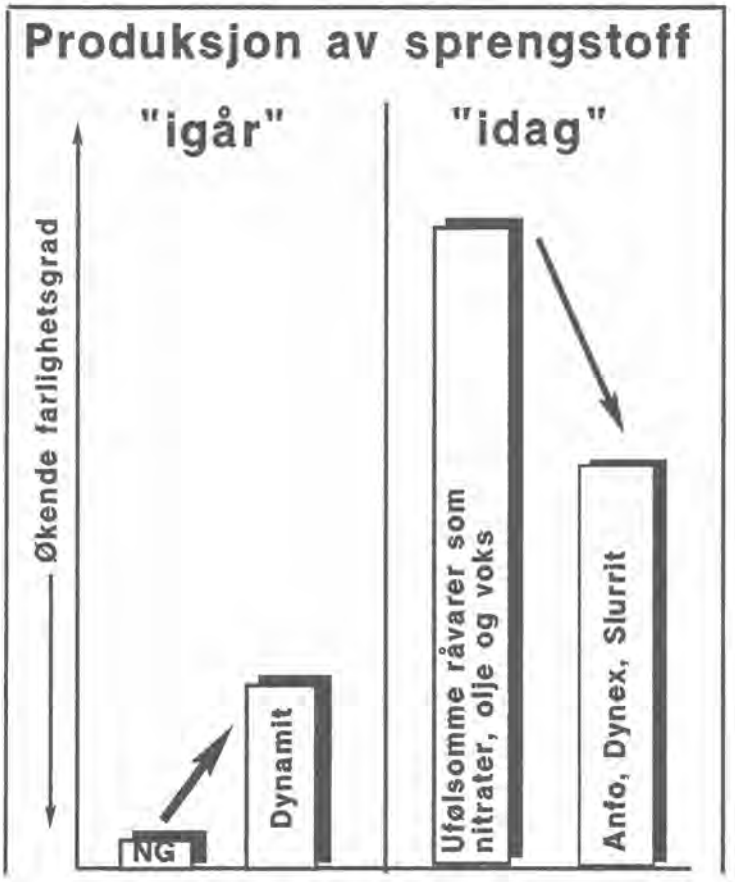
Sprengstoffer kan klassifiseres som molekylære og ikke-molekylære sprengstoffer. Forskjellen på disse klassene diskuteres. Nødvendigheten av "hot spots" belyses, og beregning av sprengstoffers kjemiske energi, effekt og vektstyrke vises.
Det finnes mange sprengstofftester, i dette foredraget legges det vekt på sikkerhetstester og testing av sprengstoffers energi og yteevne.

SUMMARY

Explosives can be classified as molecular and non-molecular explosives. The difference between the two classes is discussed. The need for "hot spots" in explosives is discussed and calculation of heat of explosion and weight strenght for explosives are given. Among many different explosive tests this lecture deals with safety tests and testing of explosive performance.

INNLEDNING

Det Alfred Nobel ble kjent for og som han fikk patent på, var at han "temmet" det meget håndteringsfarlige nitroglyserinet. Ved at nitroglyserin ble absorbert (suget opp) i kiselgur, fikk man et sprengstoff som var mye sikrere å håndtere, og de mange ulykkene som skjedde i forbindelse med håndtering av flytende nitroglyserin ble kraftig redusert.
Dynamitproduksjonen hos Dyno og ellers rundt om i verden, bygger fremdeles på dette samme prinsippet. Se figur 1.
Nye moderne sprengstoffer som Anfo, Slurrit og Dynex bygger på et annet framstillingsprinsipp. Disse sprengstoffene blir fremstilt med utgangspunkt i nesten ufølsomme utgangsstoffer som ender opp som et sprengstoff som er mer håndteringssikkert enn Dynamit.



Figur 1

KLASSIFISERING

Det finnes tusenvis av ulike typer sprengstoffer. Svært mange av disse er baserte på nitrerte organiske forbindelser. Det er likevel hensiktsmessig å klassifisere sprengstoffer i bare to hovedklasser:

1) Molekylære sprengstoffer
2) Ikke-molekylære sprengstoffer.

Noen sprengstoffer er blandinger av molekylære og ikke-molkylære sprengstoffer. Hovedforskjellen på de to hovedklassene er:

- Hos de molekylære sprengstoffene er oksydasjonsmiddel og reduksjonsmiddel bundet til ett og samme molekyl med covalente bindinger.

- Hos de ikke-molekylære sprengstoffene er oksydasjonsmiddel og reduksjonsmiddel adskilt i ulike molekyler.

Andre forskjeller på de to klassene er:

- Generelt mer følsomhet (overfor slag, friksjon, brann og varme) hos de molekylære sprengstoffer.

- Generelt lavere kritisk diameter hos de molekylære sprengstoffer.

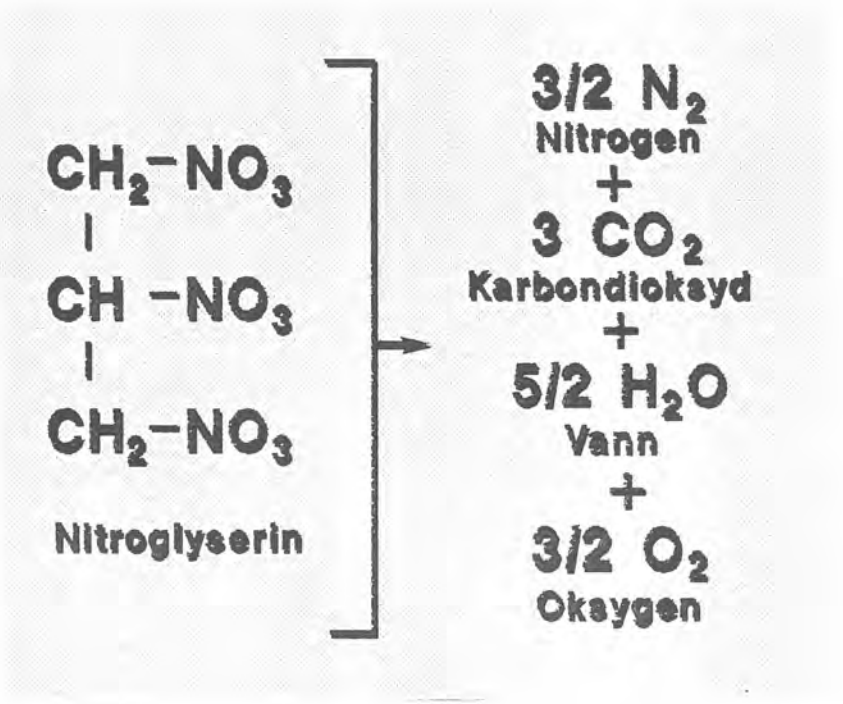
- Generelt høyere tetthet og detonasjonshastighet hos de molekylære sprengstoffene.

- "Hot spots" er ingen nødvendighet for å få molekylære sprengstoffer til å detonere.

- De molekylære sprengstoffene har såkalt ideell detonasjon.

MOLEKYLÆRE SPRENGSTOFFER

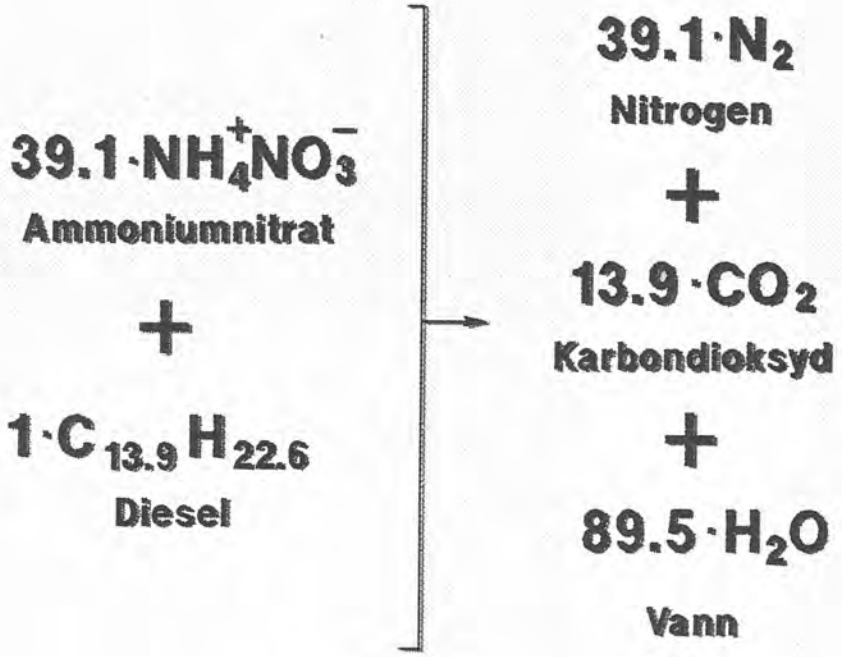
Nitroglyserin er et eksempel på et molekylært sprengstoff. Ved detonasjon spalter det seg ideelt sett som vist nedenfor:



Ut fra reaksjonsligningen og dannelsesenergien til produkter og utgangstoff, bestemmes sprengstoffenes eksplosjonsenergi, deres gassvolum og den såkalte oksygenbalansen.
Dersom man brenner et slikt sprengstoff i et bombekalorimeter, finner man vanligvis ganske god overenstemmelse mellom beregnede og eksperimentelle verdier. Det er imidlertid viktig å poengtere at den kjemiske energien aldri kan utnyttes fullt ut til nyttig mekanisk arbeid.

IKKE-MOLEKYLÆRE SPRENGSTOFFER

ANFO er et eksempel på ett ikke-molekylært sprengstoff. Ideelt sett spalter det som vist nedenfor:



På samme måte som for de molekylære sprengstoffene beregnes eksplosjonsenergien, gassvolum og oksygenbalansen ut fra den ovenfor gitte reaksjonsligningen.

SPRENGGASSER

Sprenggassene fra de fleste sprengstoffer inneholder hovedsakelig:

N_2	+ CO_2	+	H_2O
Nitrogen	Carbondioksyd		Vann

Ulike sprengstoffer produserer disse produktene i innbyrdes ulike mengdeforhold. Oksygenbalansen, detonasjonstemperatur og kjemiske likevekter bevirker imidlertid at en rekke andre biprodukter også er å finne i sprenggassene. Noen av disse "biproduktene" er helseskadelige og man må unngå å puste inn disse gassene dersom konsentrasjonene er for høye.
Noen av biproduktene er:

		YHI*
CO	Carbonmonoksyd	35 ppm
NO	Nitrogenoksyd	25 ppm
NO_2	Nitrogendioksyd	2 ppm
NH_3	Amoniakk	25 ppm
CH_4	Metan	-
H_2	Hydrogen	-

* YHI = Yrkeshygienisk grenseverdi for eksponering i 8 timer

SPRENGSTOFFERS ENERGI

Ut fra reaksjonsligningene som det er gitt eksempler på i foregående kapittel, kan man beregne sprengstoffers teoretiske eksplosjonsenergi. De ulike sprengstoffprodusenter har en noe ulik praksis når de oppgir vektstyrken til et sprengstoff. Mange oppgir vektstyrke som forholdet i teoretisk energi mellom et referansesprengstoff, ofte Anfo, eller sprengdeig og det aktuelle sprengstoffet. Andre bruker den såkalte Langefors formelen når vektstyrken skal beregnes. Langeforsformelen gir vektstyrken (WS) til et sprengstoff i forhold til LFB dynamit og lyder:

$$WS = 5/6 \left(\frac{Q}{Q_{LFB}}\right) + 1/6 \left(\frac{V}{V_{LFB}}\right)$$

Der:
Q =Eksplosjonsenergien til sprengstoffet man skal ha vektstyrken på
V =Teoretisk gassvolum til sprengstoffet man skal ha vektstyrken på.
Q_{LFB}=Eksplosjonsenergien til LFB-dynamit = 5,0 MJ/kg
V_{LFB}=Teoretisk gassvolum til LFB-dynamit = 850 l/kg

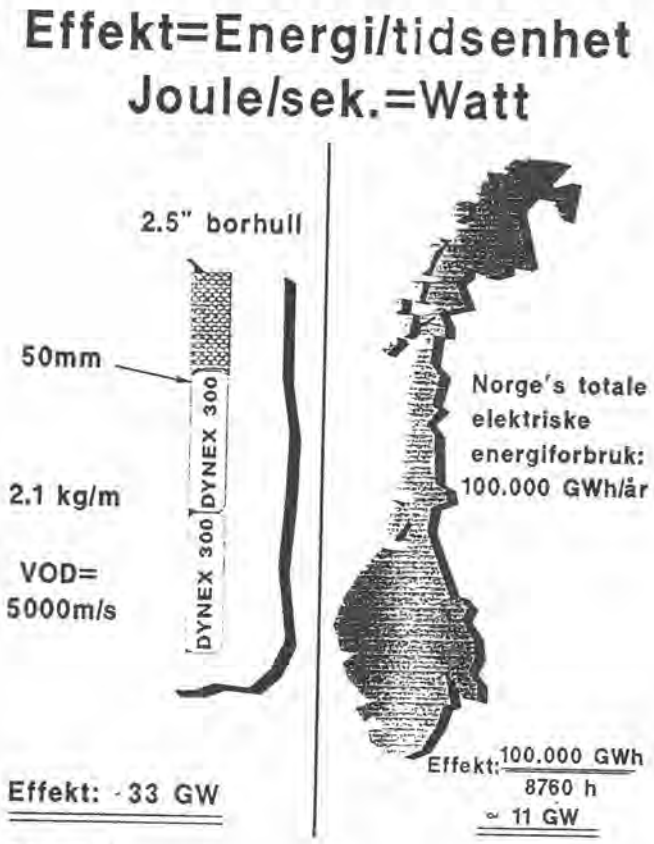
LFB-dynamit er gelatinøs AN-dynamit med 35% nitroglyglycol. Dersom man skal beregne vektstyrken til f.eks. en emulsjon i forhold til Anfo, istedet for LFB-dynamit, må man først regne ut vektstyrken til emulsjonen (rel. LFB), så Anfo relativt LFB og deretter få forholdet mellom disse vektstyrkene.

SPRENGSTOFFERS EFFEKT

Effekten (eller energiutviklingen pr. tidsenhet) er enorm når et sprengstoff detonerer. Selv et eneste 2,5" borhull som detonerer med Dynex 300 utvikler en effekt som er 3 ganger større enn hele Norges samlede elektriske effekt. Se figur 2. Norges elektriske energiforbruk er ca. 100.000 GWh/år. Det er 8760 timer pr. år, hvilket gir en gjennomsnittlig elektrisk effekt på 11,4 GW. Når en 50 mm Dynex 300 detonerer i et 2,5" borhull, utvikles følgende effekt:

Sprengstoff pr. lademeter : 2,1 kg/m
Detonasjonshastighet : 5000 m/s
Sprengstoffets energi : 3,1 MJ/kg

Effekt: 2,1 kg/m x 5.000 m/s x 3,1 MJ/kg = 33,6 GW



Figur 2

KONSISTENS (TILSTAND)

Sprengstoffer finnes i alle slags former eller konsistenser, og kan i prinsippet produseres i den form som brukeren ønsker, eller som er mest hensiktsmessig.
De vanligste kommersielle sprengstoffene har som kjent følgende "konsistens" (tilstand):

Anfo	er :	pulver
Dynamit/Dynex	er :	plastisk masse
Slurrit (pumpeslurry)	er :	viskøs væske/gel

Ellers kan sprengstoffer godt være i form av gass, væske eller fast stoff, som henholdsvis knallgass, nitroglyserin og TNT. Hvilken form sprengstoffet forefinnes i betyr prinsippielt ikke noe for skyteegenskapene til sprengstoffet, men de ulike "konsistenser" utnyttes ved ulik ladeapparatur, og er hensiktsmessig ved ulike typer jobber.

"HOT SPOTS"

"Hot spots" betyr varme punkter og populært sagt virker "Hot spot"-mekanismen i sprenstoffer på følgende måte:
Punkter i sprengstoffet får en kraftig oppvarming når de treffes av en sjokkfront (detonasjonsbølge). Denne oppvarmingen er så kraftig at sprengstoffet reagerer kjemisk; og eksplosjonsenergien utløses og opprettholder detonasjonsfronten.
Ulike sprengstofftyper kan ha ulike typer "hot spots" som kan føre til ulike oppvarmingsmekanismer.
De vanligste "hot spot"-mekanismene er: Adiabatisk kompresjon av gass, "viskøs" oppvarming p.g.a. kompresjon og "splint"-effekt.
Noen eksempler på "hot spots" og deres bruk er:

1) Gassblærer	Dynex, Slurrit
2) Porøsitet	Anfo
3) Hule glasskuler	Dynex, Slurrit
4) Tunge partikler($BaSO_4$)	Extra Dynamit
5) Molekylære sprengstoffer	TNT-slurry

Molekylære sprengstoffer trenger ikke "hot spots" for å detonere, men "hot spots" gjør disse mer følsomme for initiering. Dette illustreres tydelig med fallhammerfølsomheten
til nitroglyserin (NG) med og uten små glassblærer.

Når et 1 kilos lodd i BAM fallhammer faller mot NG med ulik mengde luftblærer, får vi følgende fallhammerverdi (fallhøyder):

NG (frisk innboblet luft)	:	ca. 5 mm
NG (filtrert og hensatt)	:	4 cm
NG ("avgasset" utsatt for vakuum)	:	40 cm

Når det gjelder de moderne ikke-molekylære sprengstoffene, så er "hot spots" helt nødvendige for at disse skal detonere tilfredsstillende.
Disse fundamentale forhold vil bli mer omhandlet under sprengstofftester.

SPRENGSTOFFTESTER

Det finnes utrolig mange ulike typer sprengstofftester. Og ulike land kan også ha ulike varianter av samme type test. Det finnes også noe forskjellige tester for militære og sivile sprengstoffer. I det etterfølgende vil hovedsakelig tester for sivile sprengstoffer behandles. I Norden har man blitt enige om å standardisere 10 tester, de såklate Nordtester. For å lette oversikten over alle de ulike sprengstofftestene, kan det være hensiktsmessig å dele testene inn i noen hoved-klasser:

- Sikkerhetstester
- Stabilitetstester
- Skyteegenskapstester
- Tester for kullgrubesprengstoff
- Energitester
- Felttester

Det vil føre alt for langt å gå inn på alle testene, det er derfor gjort et utvalg som forhåpentlig også har noe interesse for "brukersiden".

SIKKERHETSTESTER

Hensikten med sikkerhetstestene er hovedsakelig å fortelle noe om følsomheten til sprengstoffet sett i relasjon til produk-sjonsutstyr og sett i relasjon til håndtering og transport. Som nevnt finnes det mange sikkerhetstester og flere av testene utføres i mange varianter.

Noen viktige sikkerhetstester er:

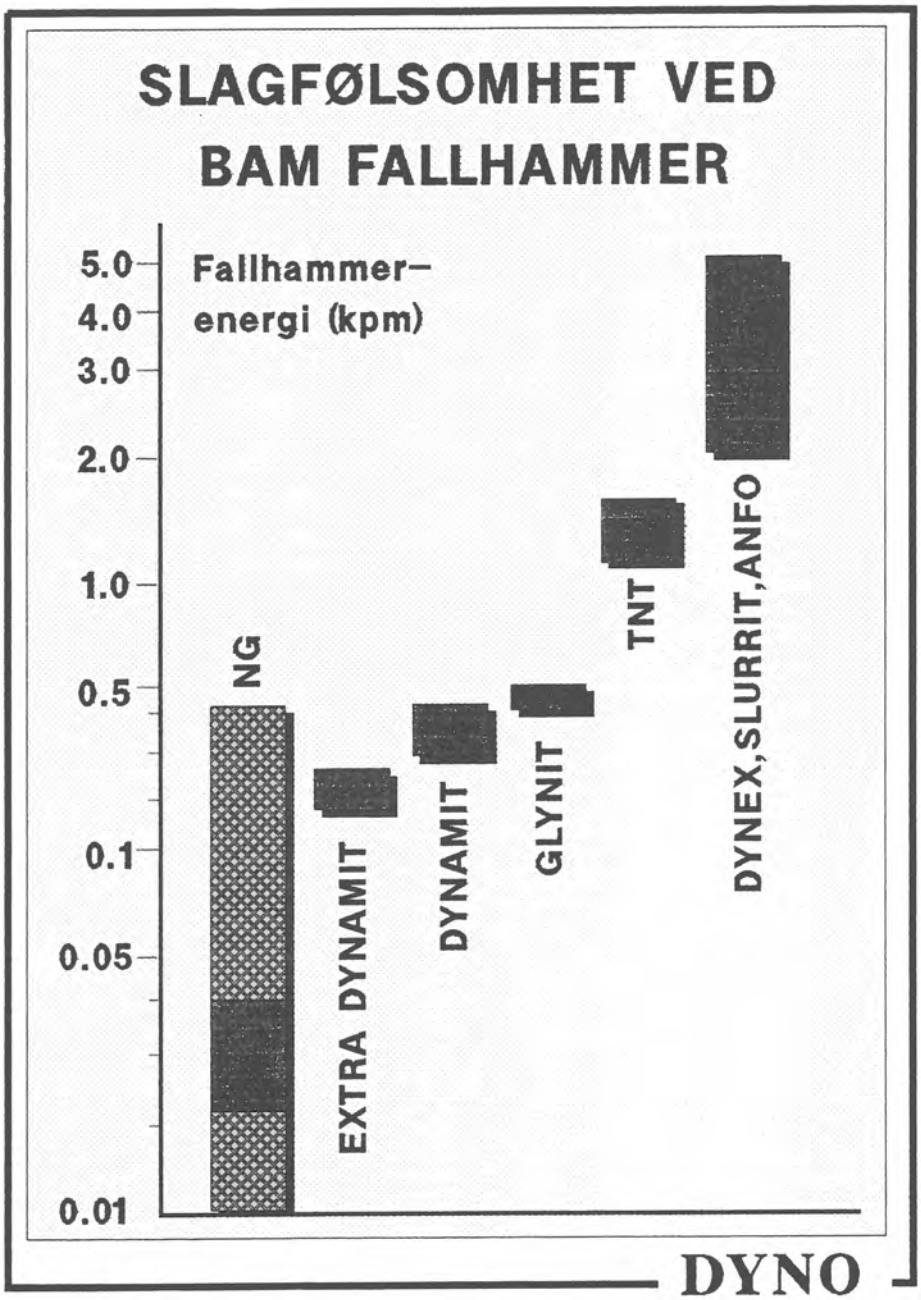
- BAM fallhammer test (PA, BM)
- Friksjonstest
- BAM brenntest (Nordtest)
- DDT (Nordtest)
- Bolt and nut
- Prosjektiltest (Nordtest)
- Gnisttest
- Båltest.

BAM = Bundesanstalt fur Materialprufung
PA = Picatinny Arsenal
BM = Bureau of Mines
DDT = Deflagration to detonation transition

I det etterfølgende skal vi bare se litt nærmere på fallhammertesten .

BAM FALLHAMMER TEST

Testen utføres ved at 20 µl eller 40 µl av prøvesprengstoffet prepareres mellom to stålsylindere (se figur 3 i appendix). Lodd med en gitt vekt slippes fra en nøyaktig utmålt høyde. Loddene kan ha vekter på 1,0; 2,0; 5,0 kg. Høyde og eventuelt loddvekt justeres slik at man finner punktet der sprengstoffet "smeller". Fallhammerfølsomheten måles som en slagenergi og har enhetene kp m eller (Joule). For store fallhammerverdier er det vanskelig å skjeldne "smellet" fra loddets fall mot testoppsatsen fra sprengstoffets "smell", og det er da nødvendig å bruke en detektor som kan registrere eventuelle sprenggasser. Figur 4 viser fallhammerverdiene til noen sprengstofftyper. Som det fremgår av figuren er det meget stor forskjell mellom ulike typer sprengstoffer. Eksempelvis er dagens Anfo, Dynex og Slurrit mer enn 100 ganger mindre slagfølsom enn nitroglyserin.


SLAGFØLSOMHET VED
BAM FALLHAMMER
Fallhammer–
energi (kpm)
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0.5
0.1
0.05
0.01
NG
EXTRA DYNAMIT
DYNAMIT
GLYNIT
TNT
DYNEX,SLURRIT,ANFO
DYNO

Figur 4

SKYTEEGENSKAPSTESTER

Test av ulike sprengstoffers skyteegenskaper er meget viktig og alle sprengstoffprodusenter nedlegger stor innsats på disse testene som også ofte brukes som kvalitetskontroll av produktene. Mange av de nedenfor nevnte testene er standardisert under Nordtest. Det er videre viktig å huske at for mange av testene er resultatet avhengig av testsprengstoffets tetthet (der det lar seg variere), testdimensjon, testtemperatur, innspenning, sprengstoffets alder og i noen tilfelle initiering. De viktigste skyteegenskapstestene er:

- Detonasjonshastighet
- Initieringsfølsomhet (Minimum Booster)
- Overføring (Air gap)
- Kritisk tetthet og diameter
- Kanaleffekt
- Dynamisk dødpressing

DETONASJONSHASTIGHET

Detonasjonshastigheten oppgis vanligvis i m/s og forteller således hvor mange meter detonasjonsfronten tilbakelegger i en sprengstoffstreng i løpet av ett sekund. Det finnes mange måter å måle sprengstoffers detonasjonshastighet på.

Nøyaktigheten for de fleste metodene er bedre enn 1 %. Detonasjonshastigheten til de fleste sprengstoffene er relativt lite avhengig av testtemperatur, men kan være ganske avhengig av følgende forhold:

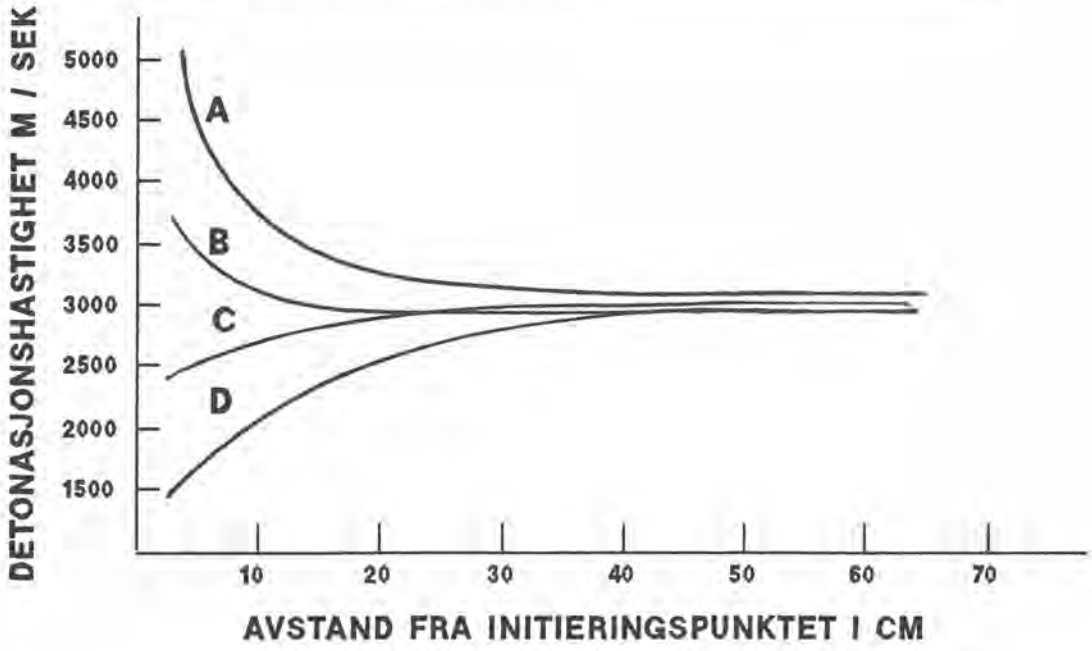
- Initiering
- Innspenning
- Dimensjon
- Tetthet

INITIERINGENS BETYDNING FOR DETONASJONSHASTIGHETEN

Nesten alle sprengstoffer har en såkalt "run up" eller "run down" avstand. Dersom en sprengstoffstreng initieres med en meget kraftig primer, vil sprengstoffet trenge en viss avstand fra initieringspunktet før detonasjonshastigheten har gått ned ("run down") på et stabilt nivå som er karakteristisk for sprengstoffet. Og "run up" betyr at sprengstoffet trenger en viss avstand fra en dårlig (svak) initiering for å få full detonasjonshastighet.
Det er derfor viktig at detonasjonshastigheten til sprengstoffet blir målt tilstrekkelig langt etter initieringspunktet.
Denne "run up"/"run down" avstanden er spesielt stor for Anfo.

I figur 5 er et 3" Anfo-rør initiert med primere med ulikt detonasjonstrykk. (Detonasjonstrykket er proporsjonalt med $\rho \times D^2$, dvs. produktet av sprengstoffets tetthet og detonasjonshastighet i annen potens.)

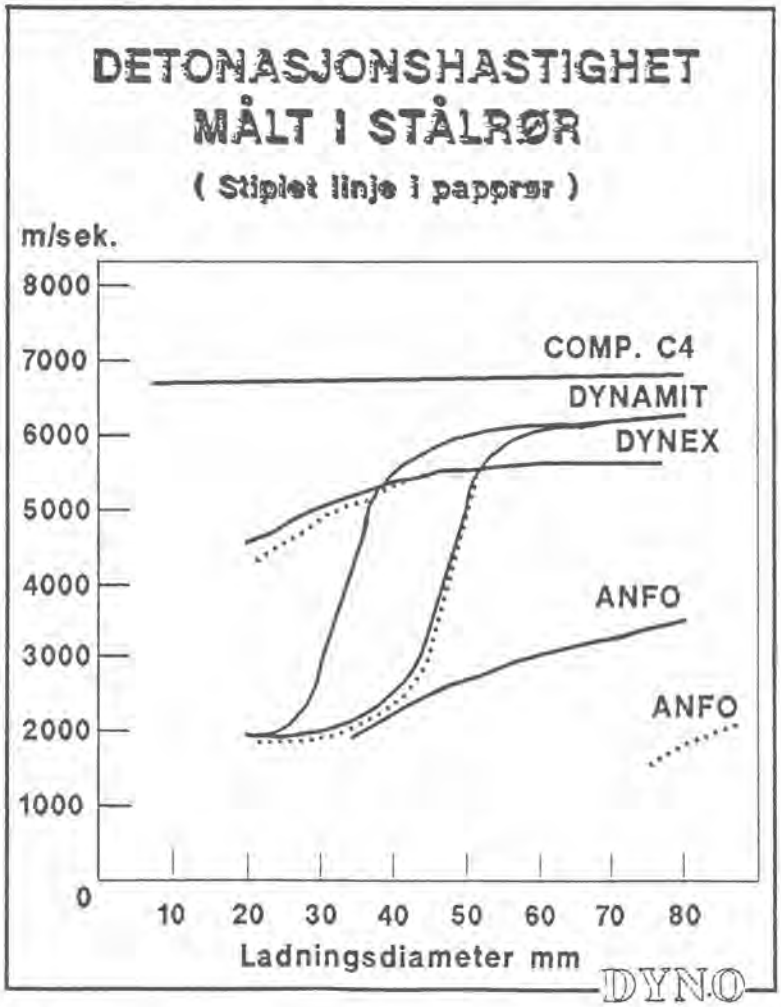
KURVE	PRIMER	PRIMERS DETONASJONS-TRYKK (kbar)
A	STØPT PRIMER	240
B	60% EXTRA DYNAMIT	50
C	40% EXTRA DYNAMIT	40
D	KULLGRUBESPR.STOFF	7



Figur 5 Detonasjonshastigheten til Anfo i 3" rør initiert med ulike primere.

DETONASJONSHASTIGHET VS DIMENSJON OG INNSPENNING

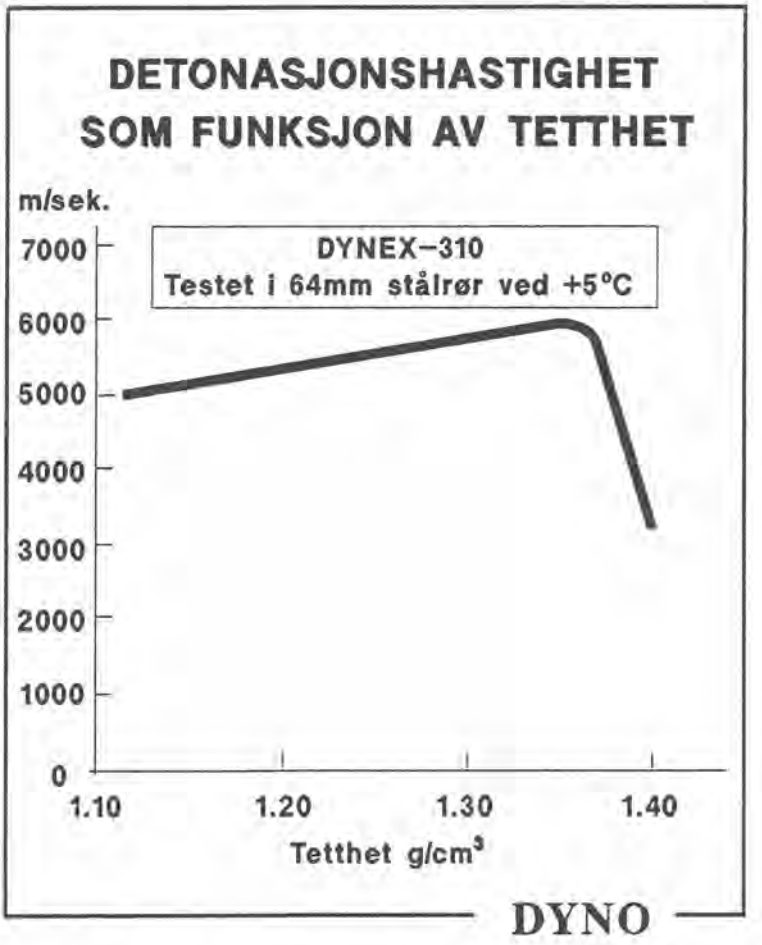
For de fleste ikke-molekylære sprengstoffene viser detonasjonshastigheten en sterk avhengighet av dimensjon og til en viss grad innspenning. For eksempel er det ikke mulig å måle detonasjonshastigheten til Anfo uinnspent i dimensjoner mindre enn 75 mm fordi sprengstoffet ikke lar seg detonere (75 mm er kritisk diameter for uinnspent Anfo). Figur 6 viser hvorledes detonasjonshastigheten til noen sprengstoffer varierer som funksjon av dimensjon ved innspenning i stålrør eller stiplet linje gjelder uten innspenning.



Figur 6

DETONASJONSHASTIGHET VS TETTHET

Alle sprengstoffer har en maksimal tetthet som er bestemt ut fra stoffets fysiske egenskaper. Det er imidlertid mulig å sette til såkalte tetthetsreduserende midler (som samtidig virker som "hot spots") som reduserer tettheten. De ikke-molekylære sprengstoffene må ha "hot spots" vanligvis i form av tetthetsreduserende midler, men et generelt trekk hos alle sprengstoffene er at detonasjonshastigheten avtar svakt med avtagende tetthet.



Figur 7 viser hvorledes detonasjonshastigheten avtar med avtagende tetthet for et Dynex-produkt testet i 64 mm stålrør.

INITIERINGSFØLSOMHETEN (MINIMUM BOOSTER)

Initieringsfølsomheten til et sprengstoff forteller om sprengstoffet er lett eller vanskelig å få til å detonere. Initieringsfølsomheten eller Minimum Booster verdien er angitt som den minste mengden molekylært sprengstoff (ofte Pentritt eller TNT) som er nødvendig for å starte en stabil detonasjon. Initieringsfølsomheten til ulike sivile sprengstoffer (ikke-molkylære) er avhengig av:

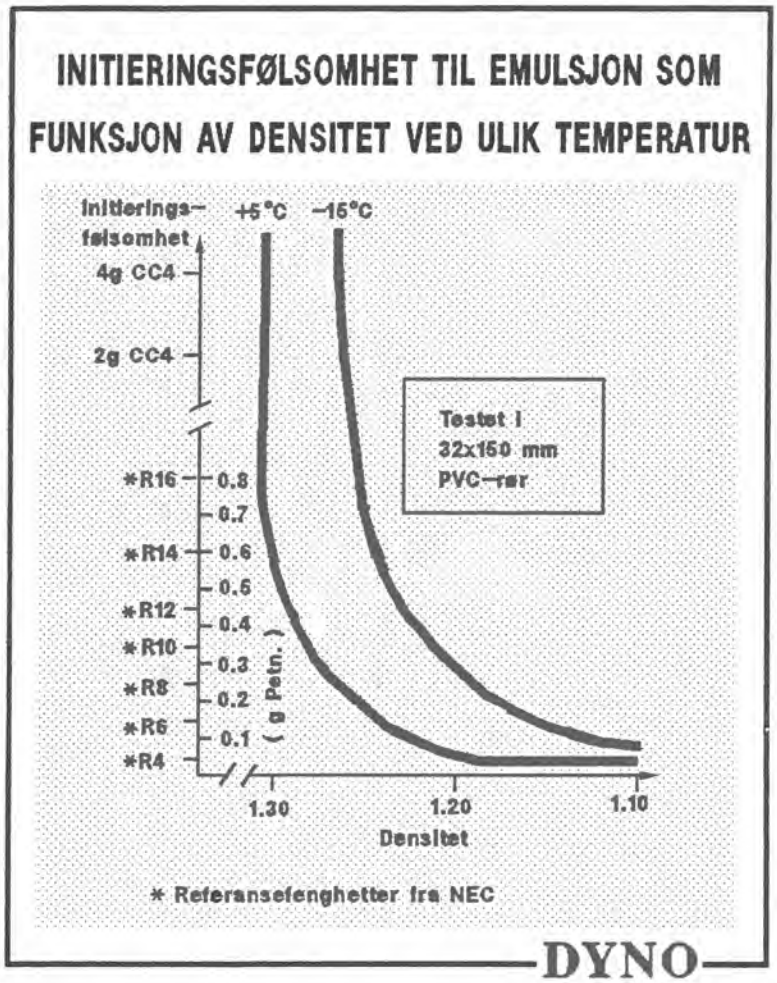
- Innspenning
- Dimensjon
- Temperatur
- Tetthet
- Alder på sprengstoffet

INITIERINGSFØLSOMHET VS INNSPENNING OG DIMENSJON

De fleste sivile sprengstoffer blir mer følsomme for initiering når innspenning og dimensjon øker. F.eks. hender det at en 22 mm Dynamitpatron hverken lar seg initiere (med vanlig tenner) uinnspent eller i stålrør når temperaturen er under -30°C. Derimot i fjell, der innspenningen er vesentlig bedre, lar den seg initiere med tenner ved temperaturer under -30°C, og sprengstoffet bryter fjell på vanlig måte.

INITIERINGSFØLSOMHET VS TETTHET OG TEMPERATUR

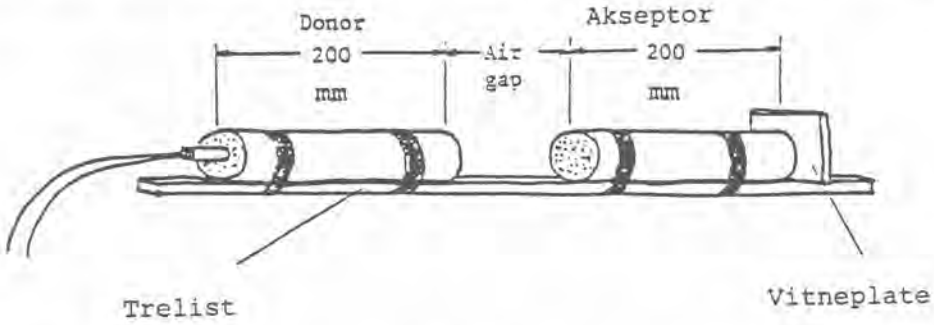
Både tettheten (mengden "hot spots") og temperaturen har mye å si for initieringsfølsomheten for de fleste sivile sprengstoffer.
I figur 8 er det vist hvorledes initieringsfølsomheten varierer for en emulsjonsslurry som funksjon av tettheten. Som det fremgår av figuren er også temperaturen av stor betydning for initieringsevnen.



Figur 8 Initieringsfølsomhet til en emulsjon som funksjon av densitet ved +5°C og -15°C.

OVERFØRING (AIR GAP)

Denne testen forteller noe om ulike sprengstoffers evne til å overføre detonasjon fra en patron til en annen over et gitt luftgap. Ulike sprengstofftyper viser meget store individuelle forskjeller.
Ifølge Nordtest standarden skal testen utføres ved +20°C i orginalemballasje (dersom det er mulig) eller dersom det er snakk om flytende slurrier i et stålrør med tynn plastfolie over endene.
Overføringsavstanden for ett og samme sprengstoff øker med økende diameter på testsprengstoffet. For eksempel kan et 25 mm testsprengstoff ha en overføringsavstand på 50 mm, dvs. 2 x ladningsdiameteren, mens det samme sprengstoffet i en ladningsdiameter på 50 mm kan overføre 3 ganger ladningsdiameteren (150 mm).
Overføringsavstanden målt med patroner liggende inni et borhull eller et rør blir vannligvis vesentlig større enn det man får når man tester i overensstemmelse med Nordtest.



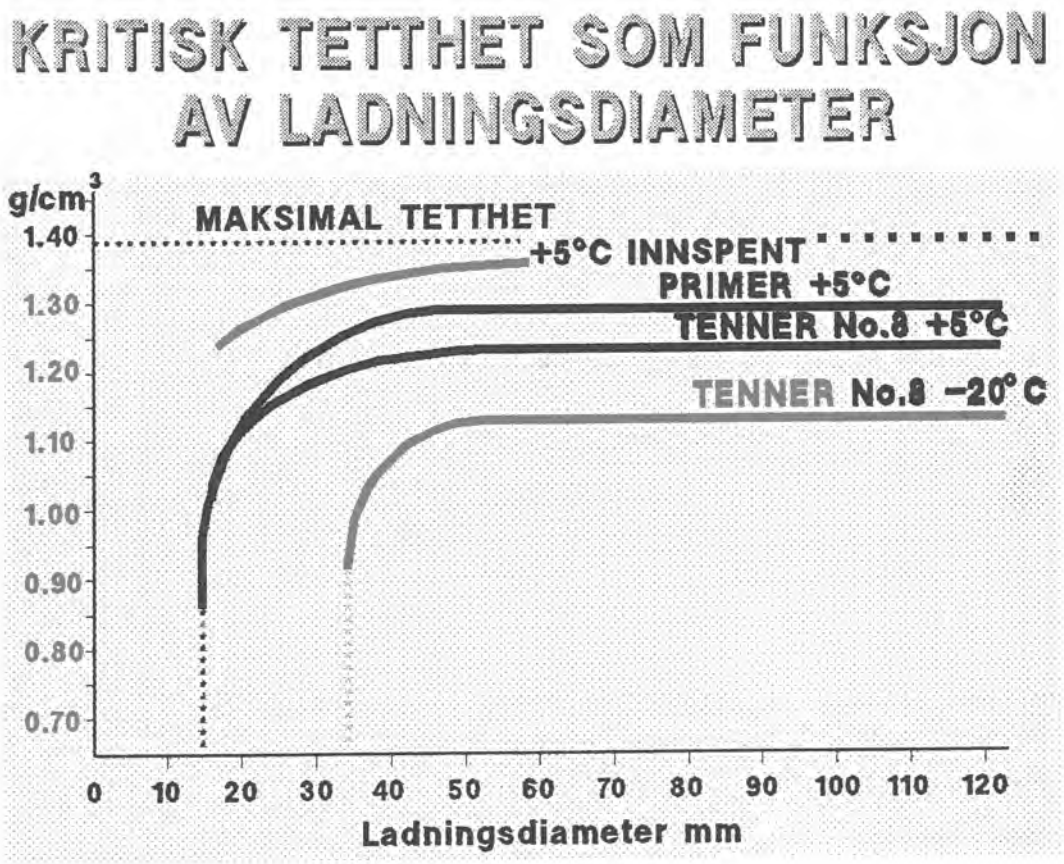
Figur 9 viser testoppsettet for overføring ifølge Nordtest, og tabell 1 viser en del typiske verdier på overføringsavstander for noen sprengstoffer.

Sprengstoff	Antall ladningsdiametere
Dynamit	1-4
Ekstra Dynamit	6
Glynit	1-3
Dynex 300	1-4
Kullgrube	1
Hvite/orange rør	35 (500 mm)

Tabell 1 Overføringsavstander til noen sprengstoffer testet i henhold til Nordtest.

KRITISK TETTHET OG DIAMETER

Avhengig av brukerforholdene kan Slurrit- og Dynex-produktene (de såkalte emulsjonssprengstoffene) ha en varierende tetthet. Sprengstoffenes kritiske tetthet er avhengig av sprengstoffdiameter, innspenningsgrad, testtemperatur og hvilken initiering som brukes (dvs. om stoffet skal være tennerfølsomt eller bare primerfølsomt).
Figur 10 viser hvorledes den kritiske tettheten er en funksjon av ladningsdiameteren. Figuren antyder også noe om hvorledes den kritiske tettheten øker med økende temperatur og innspenningsgrad.



Figur 10

TEST AV KULLGRUBESPRENGSTOFF

Kullgrubesprengstoff skal ivareta to meget viktige funksjoner. For det første skal det bryte ut kull på en sikker måte, for det andre skal det ikke under noen omstendigheter starte brann i kullet eller lage gass- eller støveksplosjon.
Testopplegget for å ivareta disse kravene er meget omfattende og utføres ikke i Norge i dag. Stikkprøver av hver eneste forsendelse av kullgrubesprengstoff som porduseres hos Dyno idag blir sendt til "Health and Safety Executive" i Buxton i England for testing. Det vil føre for langt å gå inn på disse tester ved denne anledning.

ENERGI-TESTER

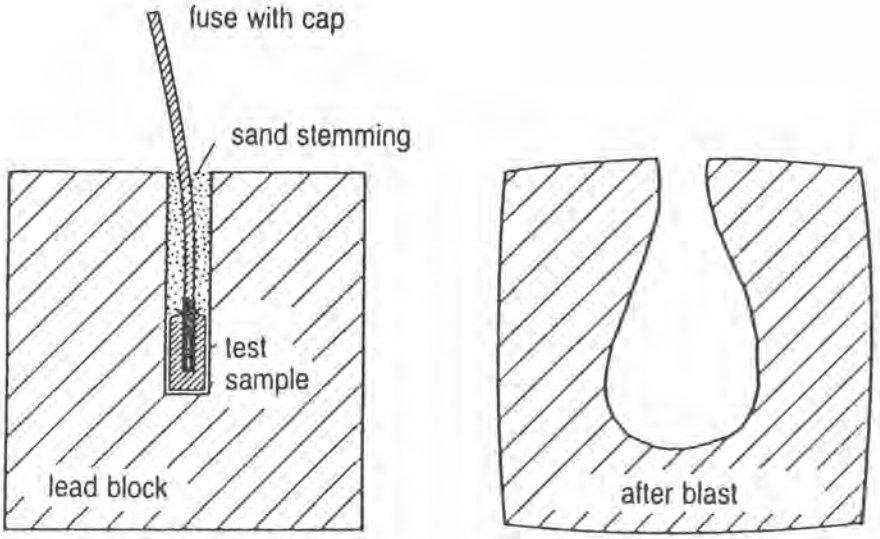
Den vanligste metoden å bestemme sprengstoffers energi eller vektstyrke på er v.h.a. beregninger (som vist tidligere). Det finnes imidlertid også en mengde eksperimentelle metoder der ulike sprengstoffers arbeidsevne (energi) kan bestemmes eller sammenlignes.
Noen av de vanligste metodene for å sammenligne sprengstoffers styrke (eller yteevne) på er:

- Blyblokkutvidelse
- Blyblokkstukning
- Ballistisk mortar
- Aquariumtest
- Undervannsskyting

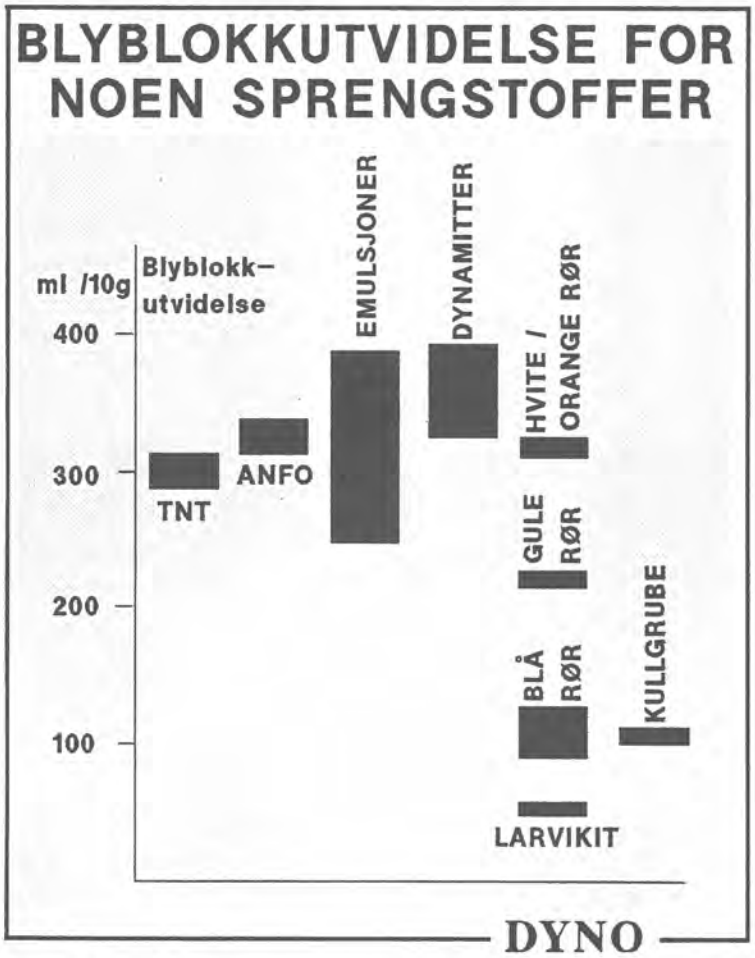
Ulempen med alle disse testene er at ingen av dem kan gi en fullgod forutsigelse av sprengstoffers praktiske fjellsprengningsevne. D.v.s. hvorledes fragmentering og kast vil bli. Man kan selvsagt i grove trekk forutsi noe om sprengningsresultatet ut fra testene, men den store nøyaktigheten har man ikke.
I det etterfølgende skal jeg komme litt inn på blyblokktesten og undervannstesten. Det vil føre for langt å gå inn på de andre testene.
For bedre å bli i stand til å karakterisere sprengstoffers praktiske yteevne i fjell, har NGI, Dyno og Nitro Nobel innledet et samarbeid der bl.a. sprengstoffets evne til kast og fragmentering skal testes i betong- og steinblokker.

BLYBLOKKUTVIDELSE

Som vist i figur 11 går blyblokktesten ut på at en 10 grams prøve innpakket i tinnfolie plasseres sentralt i blyblokken i et "borhull" som er 125 mm dypt og har en diameter på 25 mm. Over ladningen blir det plassert en fordemningsplugg av sand (med en bestemt kornstørrelse). Etter detonasjonen måles volumutvidelsen.
Ulempen med blyblokktesten er at prøvemengden og prøvediameteren er relativt liten, slik at ufølsomme sprengstoffer med stor kritisk diameter gir usikre målinger. Dessuten kjenner man ikke hvilken detonasjonshastighet som sprengstoffet omsetter seg med.



Figur 11 viser blyblokktesten før og etter skyting.

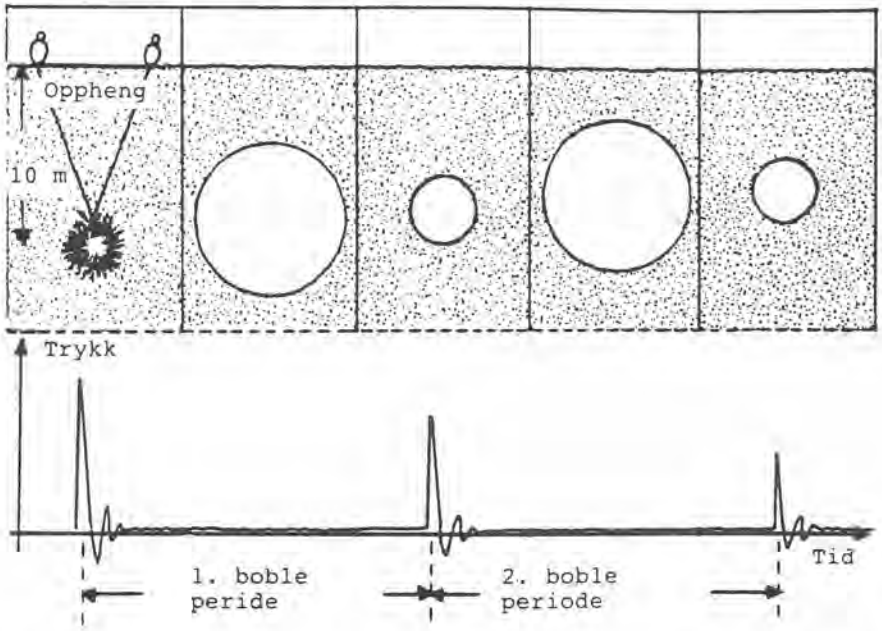


Figur 12 viser resultater fra blyblokktesting av noen sprengstoffer.

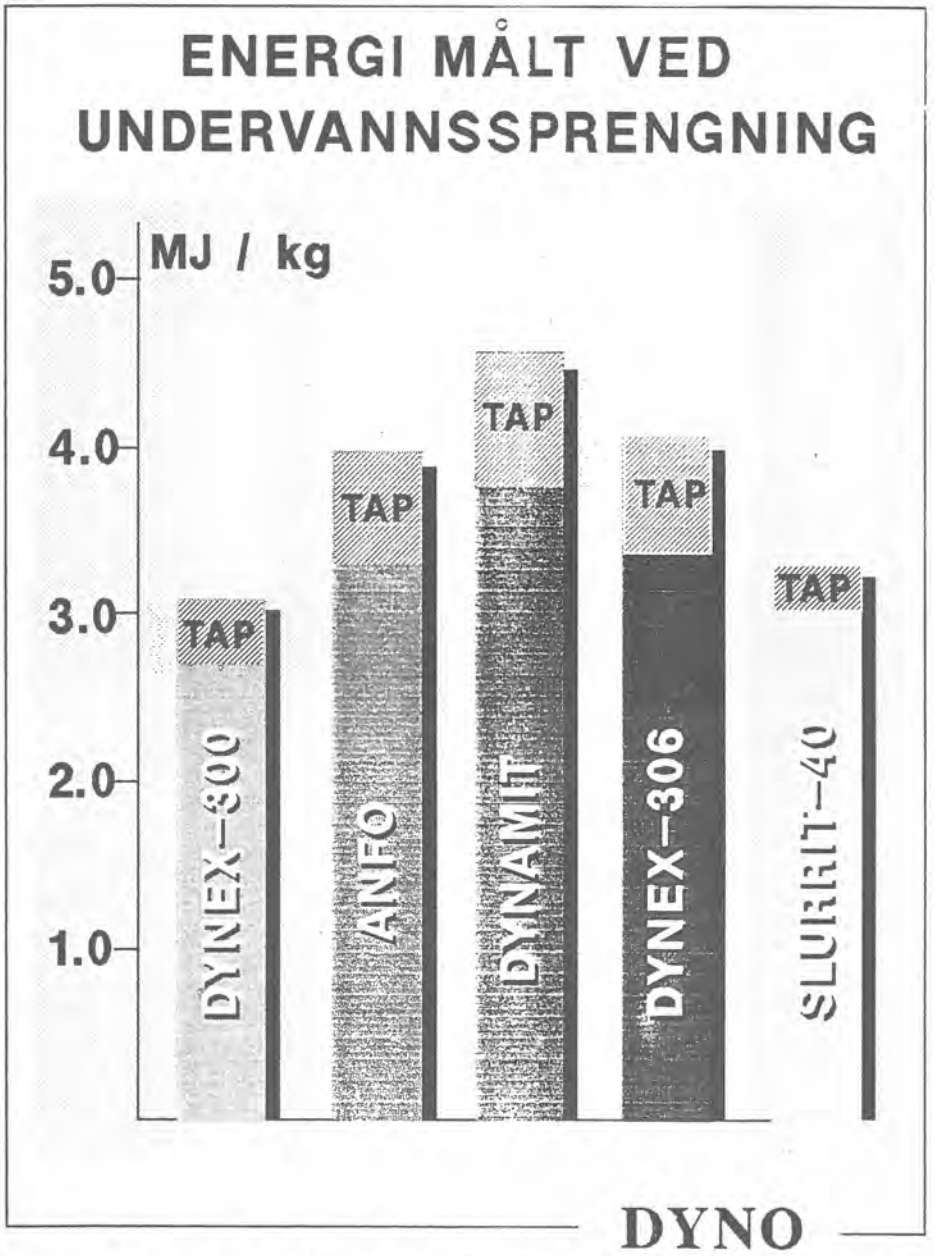
UNDERVANNSKYTING

Måling av sprengstoffers energi v.h.a. undervannskyting er en annerkjent og mye benyttet metode.
Dyno har en teststasjon for undervannssprengning som ligger på Engene ved Oslofjorden.
Hovedfordelen med denne testmetoden er at man kan teste ladninger med vekt helt opp til 8 kg.

Figur 13 viser hovedtrekkene når et sprengstoff detonerer under vann. Når et sprengstoff detonerer oppstår en gassboble med høyt trykk. Denne gassboblen ekspanderer helt til trykket inni er ca. 1/5 av omgivelsestrykket. Deretter imploderer (klapper sammen) boblen og ved full komprimering oppstår en ny sjokkpuls og boblen ekspanderer på nytt. P.g.a. oppdriften vil boblen stige i vannet til den når overflaten, samtidig som boblen pulserer.
Nederste del av figur 13 viser det resulterende trykktid-forløpet. Dette trykktid-forløpet blir registrert av to Tourmaline trykksonder fra Navel Surface Weapon Center. (Det brukes to sonder for å eliminere eventuelle elektroniske feil.)
Fra den primære sjokkpulsen blir sprengstoffets sjokkenergi beregnet, mens bobleenergien blir beregnet ut fra tiden mellom primær- og sekundær sjokkpuls (d.v.s. 1. bobleperiode).
Det antas at sjokkpulsen mister mye av sin energi i umiddelbar nærhet av detonasjonen. Dette tapet er avhengig av sprengstoffets detonasjonstrykk, og blir korrigert for i henhold til G. Bjarnholdt./1/



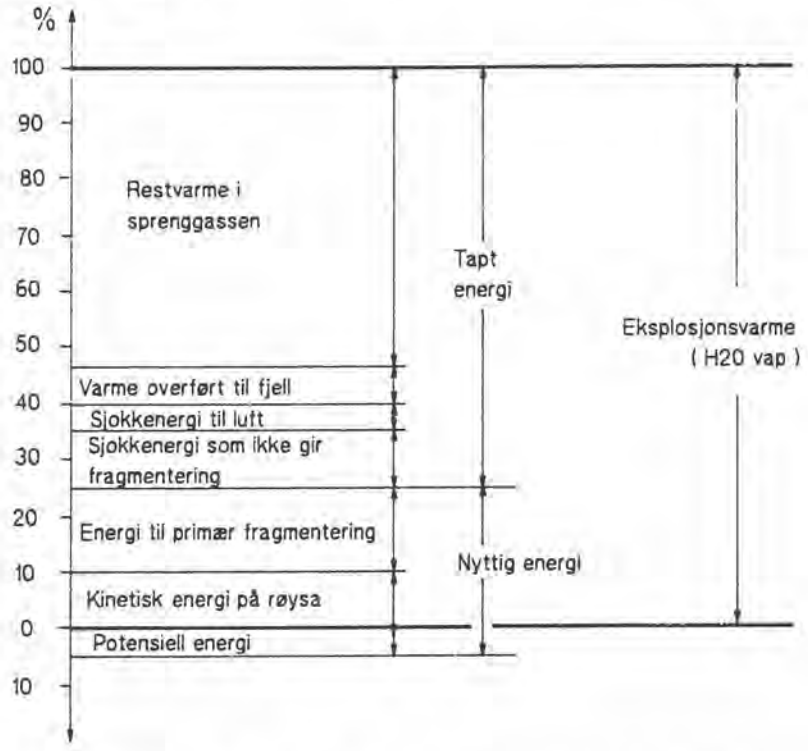
Figur 13 viser hovedtrekkene når et sprengstoff detonerer under vann, og de resulterende trykkbølgene som brer seg.



Figur 14 viser de målte energtiutbyttene til endel sprengstoffer. Tapet er gitt som forskjellen mellom den teoretiske eksplosjonsenergien og målt energi ved undervannssprengning.

ENERGIFORMER VED FJELLSPRENGNING

Den kjemiske energien til sprengstoffer omsetter seg 100 % til varme i et bombecalorimeter. Ifølge fysikkens lover kan imidlertid bare en viss prosentdel av denne eksplosjonsvarmen omdannes til andre "nyttige" energiformer.
I en bensinmotor omdannes ca. 30 % av bensinens kjemiske energi til mekanisk arbeid, mens en dieselmotor kan utnytte ca. 40 % av drivstoffets kjemiske energi (varme). I en kanon blir omtrent 35 % av kruttets kjemiske energi omdannet til kinetisk energi (bevegelsesenergi) på grananten. Figur 15 indikerer at bare 20-30 % av sprengstoffers kjemiske energi (eksplosjonsvarme) kan omdannes til "nyttig" energi i form av kinetisk energi på steinrøysa og primær fragmentering. Bakgrunnsmaterialet for denne estimeringen kan man finne i ref./2/. Det er videre et håp at man gjennom NTNF-prosjektet med NGI/Dyno/Nitro kan danne seg et bedre bilde av hvor godt/-dårlig sprengstoffets eksplosjonsenergi kan omdannes til "nyttig" energi.



Figur 15 Bare 20 til 30 % er nyttig energi ved sprengning.

FRAGMENTERINGS- OG KASTFORSØK

Samarbeidsprosjektet mellom NGI/Dyno/Nitro er et 50 % NTNF-finansiert prosjekt og det har som målsetning bl.a. å kunne karakterisere sprengstoffers evne til fragmentering og kast på en bedre måte enn idag.
En del av prosjektet består således i å få en bedre forståelse og dokumentasjon av hvilke sprengstoffegenskaper som er viktig ved fragmentering og hvilke som er viktige for kast av stein-røyser. Prosjektet forutsetter også fullskalaforsøk.
Figur 16 viser forsøksopplegget der både detonasjonshastig-heten og kasthastigheten måles. Etterpå siktes hele prøven slik at man får siktekurver og et mål for fragmenteringen.
De innledende forsøkene indikerer at sprengstoffers evne til å kaste er sterkt avhengig av energien til sprengstoffet. Det er videre grunn til å tro at fragmenteringen er avhengig av detonasjonstrykket.

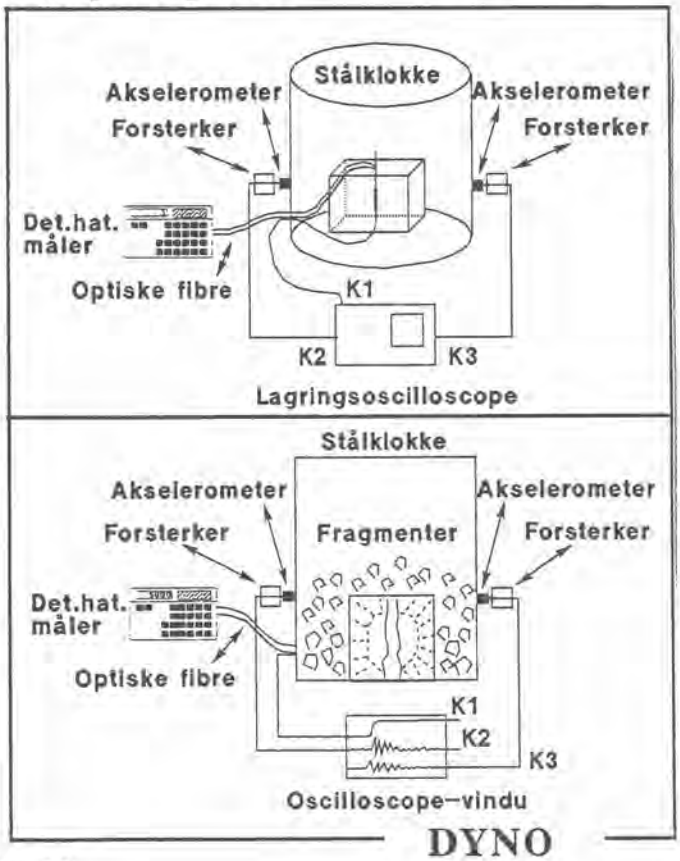


Fig 16

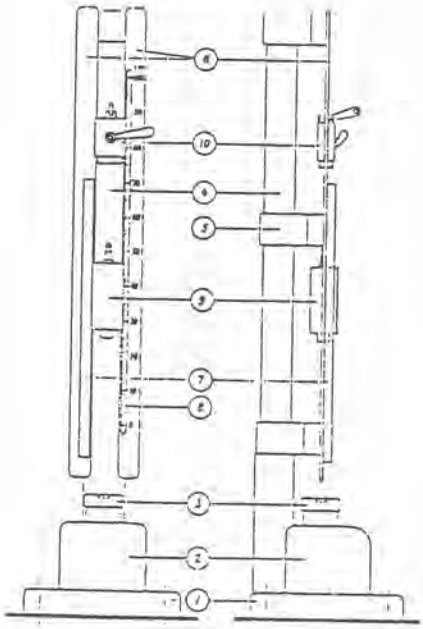
FELTTESTING

På tross av at alle de tidligere nevnte testene gir viktige opplysninger om et nytt sprengstoff, så er felttesten den viktigste av alle testene. Det er først ute i felten man ser om sprengstoffet fungerer tilfredsstillende under varierende og tøffe brukerforhold.
Vanligvis strekker en slik feltutprøving seg over en relativt lang periode, der man prøver et nytt sprengstoff under ulike brukerforhold.
Dyno har alltid blitt tatt godt imot under slike felt-utprøvinger, og vi håper at vi også i tiden som kommer kan opprettholde en god kontakt og et godt samarbeid i felten.

Referanser:

1) Bjarnholdt, G : Explosive Expansion Work in
Holmberg, R Underwater Detonations Proceedings of the 6th Symposium on Detonation, 1976 San Diego, California, USA.

2) Vestre, J : Sprangamnans Verkanegen- skaper, Nordisk Konferens, maj 21-22, 1987 (side 35-62), Bjørkborn, Karlskoga.



1. Bunnplate, 450 x 450 x 60 mm
2. Stål blokk, 230 x 250 x 200 mm
3. Ambolt, 100 dia. x 70 mm
4. Tårn
5. Midtre støtte del
6. To føringer
7. Tannstang
8. Indelt skala
9. Lodd (hammer)
10. Holde/utløse mekanisme.

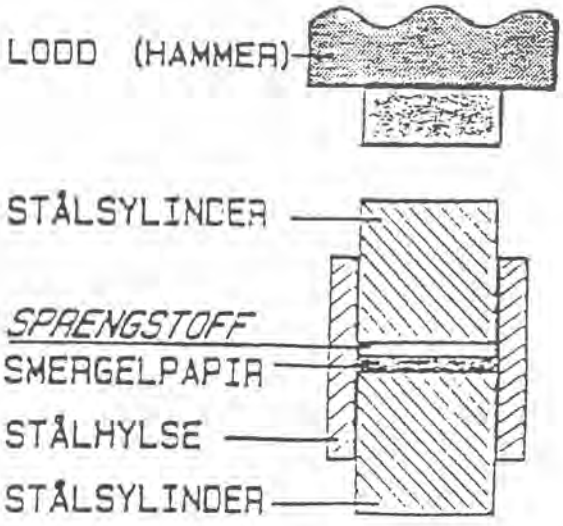


Fig. 3: BAM fallhammer sett forfra og fra siden, samt et forstørret bilde av selve prøveoppsatsen der sprengstoffet plasseres mellom to stålsylindere.

ERFARINGER FRA PLANLEGGING OG BYGGING AV STORE LAGRE I FJELL.

EXPERIENCES FROM PLANNING AND BUILDING OF LARGE STORAGE FACILITIES IN ROCK.

Adm.direktør Sven Hauge, Forsvarets bygningstjeneste.

SAMMENDRAG.

Med Norges omfattende og lange erfaring i fjellarbeider er det naturlig at Forsvaret gjennom en lang rekke år har planlagt og bygget fjellanlegg til varierende formål. De største anlegg er for lagringsformål, lagring av ammunisjon, drivstoff samt materiell og utstyr.

De siste store fjellagre som er bygget gjelder forhåndslagre for ammunisjon og utstyr til en amerikansk marineinfanteribrigade i Trøndelag.
Anleggene ble ferdigstilt høsten 1988.

Planleggingen og byggingen ble gjennomført etter relativt stramme fremdriftsplaner. Anleggene i fjell byr på mange fordeler av forsvarsmessige og miljømessig karakter.

Prismessig ligger bygging av lagre i fjell noe høyere enn tilsvarende daglagre, men prisforskjellen vil i stort monn oppveies av forsvarsmessige og miljømessige faktorer. Drifts- og vedlikeholdsutgiftene vil også være betydelig mindre for fjellagre enn for daglagre.

SUMMARY.

Norways long experience in hard rock underground engineering has been utilized for defence purposes of various kinds. Among those building of large storage facilities for storing of fuel, ammunition and equipment take by far the greatest volume. The latest finished rock storage facilities are in the Trøndelag area, built for prepositioning of ammunition and equipment for a US Marine Infantry Brigade.

In spite of some higher cost for rock storage, compared to building above ground storage, this alternative was chosen mainly due to factors concerning military aspects, such as vulnerability and safety, but also for environmental reasons. Running costs are significantly lower for rock storage than for above ground storage.

INNLEDNING.

Med Norges omfattende og lange erfaring i fjellarbeider er det naturlig at Forsvaret gjennom en lang rekke år har planlagt og bygget fjellanlegg til varierende formål. De største anlegg er for lagringsformål, lagring av ammunisjon, drivstoff samt materiell og utstyr.

De siste store fjellagre som er bygget gjelder forhåndslagre for ammunisjon og utstyr til en amerikansk marineinfanteribrigade i Trøndelag. Opprinnelig var det NATOs utgangspunkt å bygge daglagre for det totale lagerbehov i Trøndelag.

Konsekvensen av dette:

- Beslagleggelse av store arealer av verdifull grunn.
- Kostnadskrevende opplegg for vakthold, varsling og drift.
- Utsatt angrepsmål i krig.
- Ustabile lagerforhold for materiellet bl.a. med temperaturvariasjoner.

Norge presset igjennom at lagrene skulle bygges i fjell. Forsvarssjefen bestemte høsten 1983 at all detaljplanlegging skulle konsentreres om fjellalternativet.

Konsekvenser:

- Noe høyere anleggskostnader (betales delvis av Norge).
- Store arealer og miljø spart.
- Vesentlig enklere vakthold og varsling og lavere drifts-utgifter.
- Langt mindre utsatt for sabotasjehandlinger.
- Langt mindre utsatt som angrepsmål i krig.

PLANLEGGING.

Til å forestå planleggingen av utstyrslagrene ble valgt et totalprosjekteringsfirma med særlig kompetanse for fjellanlegg. Nødvendig ingeniørgeologisk og geoteknisk ekspertise ble likeledes engasjert på et tidlig tidspunkt i planleggingen.

Etter omfattende rekognoseringer ble tilslutt 3 lagringssteder valgt, Bjugn i Sør-Trøndelag, Frigård og Tromsdal i Nord-Trøndelag. Ammunisjonslagrene ble lagt til Kalvå i Sør-Trøndelag og Hammerkammen og Hammernesodden i Nord-Trøndelag. Fig. 1.

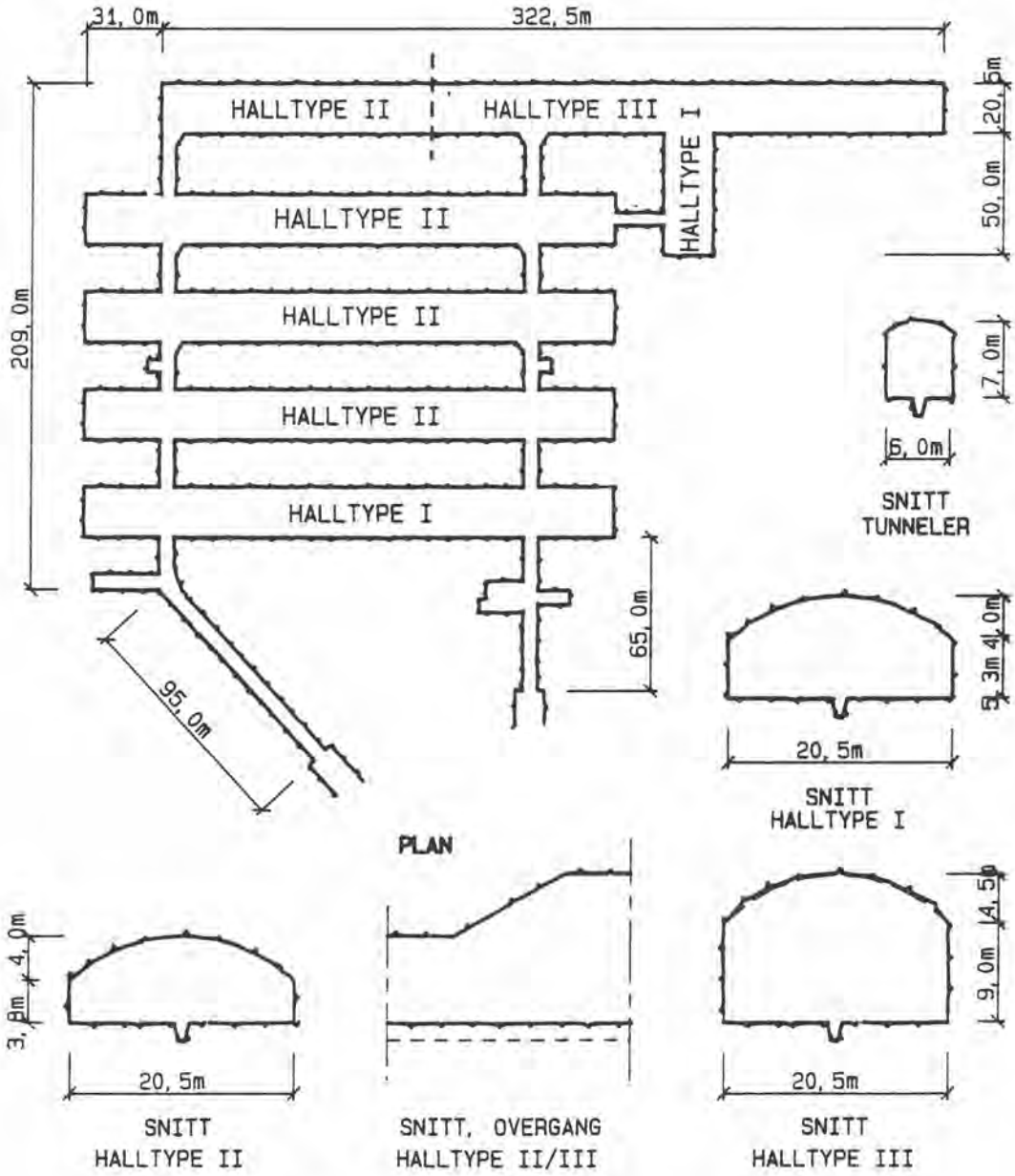
Oversiktskart
Lager
Flystasjon
Fylkesgrense
Namsos
Steinkjer
Vardalsøra
Tromsdal
Bjugn
Kalvå
Ørland
Værnes
Frigård
Trondheim
N

Fig. 1.

Arten av utstyr og materiell som skulle lagres ble sammen med resultat av ingeniørgeologiske og geotekniske undersøkelser bestemmende for den utforming anleggene fikk. For å oppnå en høyest mulig grad av repetisjonseffekt ved planleggingen ble en lik utforming valgt for de tre utstyrslagrene og tilnærmet lik for ammunisjonslagrene, fig. 2.

Karakteristiske data:

Hallbredde	20,5 m	
	Høyde ved sidevegg	Senterhøyde
Pallelager	5,25 m	9,30 m
Gulvlager	3,80 m	7,85 m
Kjøretøylager	3,80 m	7,85 m
Containerlager for feltsykehus	9,00 m	13,50 m
Totalt gulvareal - tre anlegg	75.500 m2	
Utsprengt fjell - tre anlegg	510.000 m3 fm	



Figur 2: Eksempel på planløsning
med tilhørende snitt

INGENIØRGEOLOGISKE OG GEOTEKNISKE UNDERSØKELSER.

For hvert anlegg ble det utført detaljert ingeniørgeologisk kartlegging, to kjerneboringer og refraksjonsseismiske målinger. Ved to av anleggene ble i tillegg geoelektriske målinger utført, en fin anledning til å videreteste den inntil da relativt nye metoden for å avsløre svakhetssoner i fjell.

Disse undersøkelsene forårsaket kun små justeringer av plassering og orientering av haller og tunneler, men resultatene ga ikke minst muligheter til å forutsi og beskrive omfang og metoder av sikringsarbeidene.

Bergartene ble undersøkt i laboratorium og de mekaniske egenskaper for anvendbarhet til utvendig fyllinger og bærelag for plasser og veier vurdert.

For utvendige anlegg og stendeponi ble det utført grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger. Undersøkelsene besto av graving av prøvegroper, dreiesonderinger og skovelboringer, supplert med vurderinger fra kvartærgeologiske kart.

Undersøkelsene resulterte i stabilitetsvurderinger og anbefalte fundamenteringer for bygninger og installasjoner.

Prosjekteringsgruppen anvendte data assistert konstruksjon for produksjon av tegninger. Dette viste seg å være en gunstig løsning både ut fra standardiseringshensyn, samme hovedprinsipp for utforming ved samtlige anlegg og for på en enkel måte å foreta endringer. Endringer i opprinnelig planer ble nødvendig som følge av geologiske forhold som ble avdekket under byggingen, men også som følge av utvidelse av et anlegg for å ta hånd om forhåndslagring i spesialcontainere for et 500 sengers feltsykehus. Feltsykehuset vil bli etablert i hele utstyrslagret for marineinfanteribrigaden, når dette er tømt.

KLIMAKRAV.

Brukerne stilte krav om luftfuktighet ikke høyere enn 50% RH. Temperatur min. +5-C. Ventilasjonsanlegget måtte dimensjoneres ut fra gitte forutsetninger for passiv lagring samtidig som anlegget skulle sikre et farefritt klima ved bruk av lagrene og evakuering av kjøretøyer med betydelige avgassmengder.
Ingen av de stilte klimakrav bød på store problemer for planleggingen.

For å løse kravet til luftfuktighet maks 50% RH ble valgt avfuktningsanlegg med varmegjennvinning. Ca. 80% av effekten gjenvinnes og gir en temperatur i fjellhallene på sommertid på + 11-12-C, vinterstid + 8-9-C.
Forskjellige metoder for tetting av fjellet i hallene ble vurdert og man endte opp med å bruke et system med armert PVC-duk som det mest effektive, kostnadene tatt i betraktning.

Foruten å ta hånd om mulige vannlekasjer gir den valgte hvite PVC-duk-kledning betydelige fordeler når det gjelder behovet for lysarmaturopplegg og er slik, en strømbesparende løsning.
Leverandøren av duksystemet ble tidlig trukket med i planleggingen slik at nødvendig hensyn til montasje av systemet kunne bli ivaretatt tidlig nok i planleggingsprosessen.
Den PVC-belagte duken blir direkte forankret til fjell i et system av bolter og wire. Alle skjøter er varmluftsveiset og duken gir en vanntett flate som leder vann til drenssystemet på begge sider av tunnelen/hallen. PVC-duken er selvslukkende og bl.a. godkjent av statens branninspeksjon.

Riv- og strekkstyrke tilfredsstiller kravene etter DIN normer 53356 og 53354 og betyr i praksis at duken med sikker margin tåler belastning av personell for inspeksjon av fjellet over duken. Mindre nedfall av stein er heller ikke noe problem.

Fig. 3. Interiør fjellhall.

BRANNTEKNISKE HENSYN.

De store arealer og lagrede verdier det er snakk om her, gjorde det nødvendig med en tidlig avklaring av forhold m.h.t. brann og sikkerhet.

Gjeldende brannforskrifter dannet utgangspunkt for de valgte planløsninger med seksjonering og varslings- og rømningsforhold.

Innkledning av fjellhallene for å sikre et tørt klima ble gjenstand for inngående studier også ut fra brannteknisk hensyn. Den valgte PVC-duken ble levert i brannhemmende kvalitet og ville derved ikke kunne antennes og aktivt medvirke til brannspedning.

De sentrale brannmyndigheter tillot bruk av kledningen for disse lagre, begrunnet bl.a. med den passive lagringsform med kun fåtalls personer involvert til ettersyn.

Samtidig er bruk av brannisolerte kjøreporter og dører konsekvent gjennomført. Automatisk lukking ved brannalarm er sikret via brannvarslingssystemet. Dette er forøvrig basert på et optisk meldersystem kombinert med tradisjonelle røyk og varmemeldere for å gi tidligst mulig varsel for personrømming og slukkeinnsats. Et tett nett av brannposter vil gi tilstedeværende muligheter til å sette inn slukkeinnsats i en eventuell branns tidligste fase.

Planleggingen ble drevet rasjonelt. FBT valgte en tverrfaglig prosjekteringsgruppe med tilstrekkelig data-utrustning. Spesialister innen ingeniørgeologi, brannteknikk og varslingssystemer ble bragt inn i planleggingsprosessen til riktige tidspunkter. Det samme gjaldt leverandøren av det innvendige PVC-kledningssystemet.

Med en slik gjennomføring av planleggingsprosessen kunne byggingen skje rasjonelt og til priser som i liten grad avvek fra de forhåndskalkyler som ble satt opp svært tidlig i prosessen. Dette har, sammen med andre vesentlige fordeler ved bygging av fjellagre, hatt stor betydning for at Norge fikk gjennomslag i NATO for valget av fjellalternativet.

BYGGING.

For å få en raskest mulig oppstart av byggingen og dermed kortest mulig byggetid ble det for de to største anleggene valgt å dele opp prosessen i to byggetrinn.

Første byggetrinn omfattet i hovedsak:
- Sprengning og sikring.
- Grovplanering av gulv i fjellanlegg samt områder for bygg i dagen.
- Legging av rør for drenasje, vann og avløp samt rør for trekking av el-kabler.
- Bygging av adkomstvei.

Annet byggetrinn omfattet i hovedsak:
- Betongkonstruksjoner av forskjellig art.
- Avfuktnings og ventilasjonsanlegg.
- Elektriske anlegg.
- Montasje av duk.

Bl.a. på grunn av anleggenes størrelse og karakter var det naturlig å velge begrenset anbudskonkurranse.
For de to største anleggene ble det gitt tillatelse til å forhandle kontrakt om annet byggetrinn med de entreprenører som hadde vunnet konkurransen om første byggetrinn.
For det tredje anlegget valgte man en løsning uten oppdeling i byggetrinn.
Hvis tidsfaktoren ikke hadde vært kritisk, ville man nok ha valgt å gå ut med anbud uten oppdeling i byggetrinn for alle tre anlegg.

Det ble for alle tre anlegg innhentet egne anbud for:
- Bygningsentreprisen(e).
- Rørentreprisen.
- Ventilasjonsentreprisen.
- Elektriske kraft- og teletekniske installasjoner.

FBT sluttet direkte avtaler med entreprenørene for hvert fagfelt og deres gjensidige plikter og rettigheter var som for sideentreprenører.
FBT opprettet ved hvert anlegg et eget anleggskontor med stedlig byggeledelse og byggekontroll under ledelse av FBTs regionale Trondheims-avdeling. For regelmessige kontroller og inspeksjoner og etter behov ble det knyttet til anleggskontoret ekspertise for ingeniørgeologi og geoteknikk.
Med den valgte entrepriseform sto FBT selv med koordineringsansvaret for de respektive entrepriser. Dette stilte betydelige krav til den stedlige byggeledelse, men erfaringene med denne måten å løse dette spørsmål på, må sies å være positive, både med tanke på fremdrift og økonomi.

Den lay-out og form som ble valgt for anleggene ga gode muligheter for en rasjonell drift og god utnyttelse av utstyr

for bygningsentreprenøren, eksempelvis en rasjonell utnyttelse av borerigg.
Det oppsto under byggeperioden ingen større uforutsette problemer som i nevneverdig grad påvirket fremdriften. Dette må bl.a. kunne tilskrives tilstrekkelige ingeniørgeologiske undersøkelser i prosjekteringsfasen og oppfølging av ingeniørgeologer i byggefasen.

Forhold vedrørende fjellets beskaffenhet som krevde justeringer når det gjaldt sikringsbehov, bolter, sprøytebetong ble avdekket i tide. Ved et anlegg ble det på grunn av en svakhetssone som ikke var registrert ved forundersøkelsene nødvendig å foreta en justering ved at ca. 25 m hall i en ende ble erstattet ved å forlenge hallen tilsvarende i den andre enden.

Montasjen av PVC-duk som forsegling mot fukt fra fjellflatene i hallene ble ved to av anleggene utført i egen entreprise hvor leverandøren av systemet sto for montasjen. Ved et anlegg ble dukmontasjen utført av bygningsentreprenøren. Nevneverdig forskjell i montasjetid og kvalitet ved de to måter å løse denne arbeidsoppgave på kunne ikke registreres. Selv om duksystemet isolert sett er enkelt å vedlikeholde og uten problemer gir muligheter for inspeksjon av overliggende fjellflater for eventuell etterrensk, ble det valgt å sikre fjellflaten i hallene ekstra mot nedfall av mindre stein ved å påføre sprøytebetong over betydelige flater. Dette må sees som en ekstra forsikring for å unngå overraskelser ved fremtidig vedlikehold.

Ved bygging av anlegg av en slik størrelsesorden som forhåndslagrene i Trøndelag representerer, ble det tidlig avklaret med de respektive kommuner at disse skulle nyte godt av de overskuddsmasser som anleggene ville gi.

Kort summert kan dette beskrives slik:

Tromsdal:	200.000 m3 stein til forbygning, molo og industriareal i Verdal havneområde. 3,5 km veg som forutsettes å bli kommunal.
Frigård:	135.000 m3 stein til Luftfartsverket Værnes. 25.000 m3 stein til NAF-bane. 5 km skogsbilveger. 1 km kommunal veg.
Bjugn:	120.000 m3 stein til Botngård industriområde. 10.000 m3 stein til riksveg. 700 m avløp (600 mm).

Foranstående tall illustrerer på en god måte positive ringvirkninger av Forsvarets anleggsvirksomhet.

BYGGETID.

Anleggene ble ferdigstilt i perioden mai-august 1988 etter byggetider på henholdsvis 18 måneder - 26 måneder og 28 måneder.

KOSTNADER.

Gjennomsnittlige entreprisekostnader for de tre utstyrslagre ligger på kr. 3.400,- pr. m2 eks. mva. For ammunisjonslagrene ligger prisen tilsvarende på kr. 5.200,- pr. m2 eks. mva.

Prisen for utstyrslagre bygget som klimakontrollerte daglagre ville ha ligget på ca- kr- 3.000,- pr. m2 eks. mva. Utgiftene til grunnervervelser for bygging av daglagre ville blitt betydelig høyere enn for fjellagre. Drifts og vedlikeholdsutgiftene for fjellagre ligger godt under tilsvarende utgifter for daglagre, slik at merutgiftene ved å bygge i fjell vil være innspart på 10 - 12 år.

MILJØ.

De tre forhåndslagre i Trøndelag er plassert slik at det ikke var grunnlag for å stille spesielle krav til behandling av boreslammet. Ved et av ammunisjonsanleggene fikk man problemer med dette i forbindelse med et settefiskanlegg som ble påført skader.
FBT har tatt konsekvensen av dette og har ved planleggingen av et nytt fjellanlegg-kompleks i Troms tatt spesielle forholdsregler for å unngå lignende problemer.

NIVA er bl.a. engasjert i planleggingen og man søker bevist å bedre Forsvarets miljøprofil ved anleggsdrift av denne karakter.

Forhåndslagrene i Trøndelag føyer seg inn i rekken av vellykkede fjellanlegg som Forsvaret har bygget opp gjennom årene. Forsvaret vil utvilsomt også i fremtiden utnytte den ekspertise som finnes når det gjelder fjellarbeider og under gitte forutsetninger velge å bruke våre fjellvolum til hensiktsmessige og prisgunstige anlegg. I denne sammenheng synes det riktig å trekke frem som et svært viktig element - minst mulig skadevirkninger for miljøet i videst mulig forstand, kombinert med positive ringvirkninger av anleggsvirksomheten for berørte kommuner.

ERFARINGER FRA E18 GJENNOM OSLO - FJELLINJEN

E18 THROUGH OSLO - EXPERIENCES

Prosjektsjef Kjell O. Berge, Oslo Veivesen

SAMMENDRAG
Dette innlegget gir erfaringer fra gjennomføring av fjelltunneldelen på prosjektet E18 Fjellinjen. Denne delen utgjør ca. halvparten av kostnadene for vegdelen av anlegget E18 "Fjellinjen".

Arbeidene startet 6. mars 1987. Anlegget ser nå ut til å bli åpnet for trafikk midt i januar 1990, ca.14 dager tidligere enn planlagt (og 5 1/2 mnd. tidligere enn opprinnelige planer).

Byggherre er Statens Vegvesen v/veisjefen i Oslo. Entreprenør for fjelltunnelen er A/S Aker Entreprenør/AF Oslo Entreprenør A/S med kontraktssum 379 mill. kr. (ekskl. mva. og med prisnivå januar 1987). Tekniske installasjoner i tunnelen er utført ved egne anbud direkte av byggherren (sideentrepriser), hvor elektro-/styringsdelen som den største utføres av Siemens med kontraktssum 46 mill. kr.

Prosjektet er karakterisert ved å være spesielt tungt og vanskelig med uvanlig mange tekniske utfordringer.

- -Forinjeksjon for midlertidig og permanent tetting mot vannlekkasjer
- -Sprengning med krav til rystelser og kontur
- -Kryssing av dyprenne i alunskifer med overdekning 4,8 m a) ved pilottunnel og tung sikring b) ved frysing
- -Kryssing under grentunnel til OVA-tunnel med 2,0 m avstand
- -Nærføring til dyprenne under Munkedamsveien sidedekning 4,6 m sikring med stålbuer og sprøytebetong
- -Betongutstøping av uarmert betong
- -Risstetting
- -Fugetetting

SUMMARY

This paper presents the experience gained through completion of the twin tube highway tunnel E18 Fjellinjen. This bedrock tunnel amounts to about 50% of the total project cost for the road part.

Work started March 6, 1987. Project management expects now, that traffic will pass the tunnel from the middle of January 1990. This is 14 days before schedule and 5.5 months ahead of the original schedule.

Owner is the Public Roads Administration/ Oslo Road Department. The bedrock tunnel contractor is A/S Aker Entrepren r/AF Oslo Entrepren r and the awarded contract amounts to NOK 379,000,000 (not including VAT). Price basis is January 1987. Tunnel installations are covered by separate contracts, the electrical- and operational systems contract of NOK 46,000,000 being the major one.

The typical characteristics of the project are technical complexity and a tight time schedule:

pre-grouting for temporary and permanent sealing of water leakages

rock blasting with strict requirements on vibration and tunnel contour

crossing of a major shear zone at a rock cover of 4.8 m a) by top heading pilot tunnel and heavy rock support and b) by deep freezing of the ground

crossing below a sewer tunnel by 2.0 m rock cover

permanent sealing of water leakages by unreinforced concrete lining and chemical grouting of joints and cracks

HOVEDDATA FOR ANLEGGET
(Alle tall i løpende kroner 1987-1990)

Parsell	Lengde	Kostnad løp.kr.	Tunnel lengde
Tollboden-Filipstad	2480 m	1132 mkr	1800 m
Filipstad-Framnes	810 m	170 mkr	125 m
Grunnerstatninger		80 mkr	
Tiltak lokalvegnettet		8 mkr	x
Kontrollstasjoner, 18 stk.		95 mkr.	x
Innkrevningssystem		133 mkr.	x
Sum investeringer		1618 mkr.	
Finansering & AS-utg.		407 mkr	
Driftsinntekter 1.2.-1.7.90		÷225 mkr	
		1800 mkr.	

Nøkkeltall:
Fjelltunnel: 560 mkr. : 1520/1527 m = 350 000 kr/m (3+3 felt)
=61.250 kr/kjørefeltmeter

Tekniske installasjoner tunnel
120 mkr : 1800 m = 67 000 kr/m (3+3 felt)

Betongtunneler 273 m = 760.000 kr/m
= 126.700 kr/kjørefeltmeter

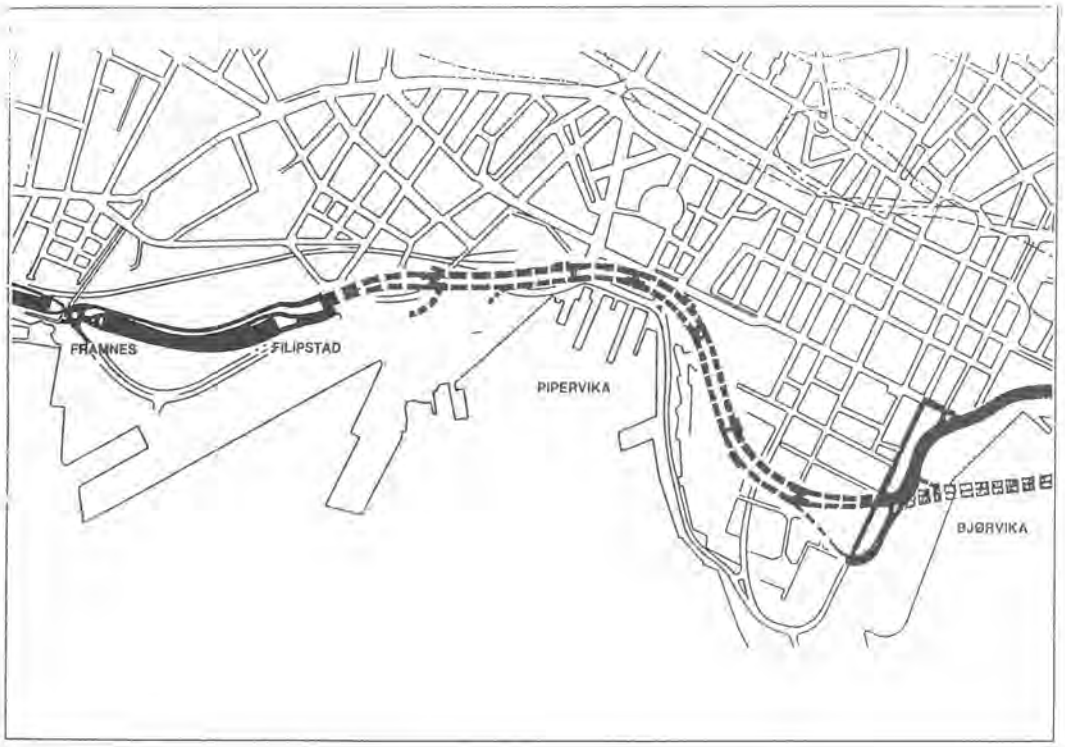


Fig. 1 Oversikt over anlegget

Geologi

Det var forutsatt leirskifer og kalkstein i vest, og mænaitt, rombeporfyr, gneis og noe alunskifer i øst.

Geologien har stemt svært bra i forhold til undersøkelsene. Det er bare i Rådhusdyprenna at tolkningene av geologien har vært endret vesentlig, med en svaksone av dobbelt så stor mektighet som antatt.

Forinjeksjon

Forinjeksjon startet i adkomst i vest 2. juli 1987, i avrampe øst 6. august. Hovedløp vest startet 12. sept. og hovedløp øst 7. november 1987.

Det er utført 154 injeksjonsskjermer i vest og 187 skjermer i øst, ialt 341 skjermer.
Injeksjonsskjermer i vest med 105 m2 - 210 m2 profil er midlertidig vanntetting inntil betongutstøping tar vanntrykk,og er utført med 12 m avstand og med 34 hull i første runde. Det har gjennomsnittlig vært utført 0,95 runder utover basisskjerm, med 12,6 hull pr ekstra runde.

I øst med 88 m2 tverrsnitt er forinjeksjonen permanent vanntetting og betongkonstruksjonen er drenert . Skjermavstand er 8 m og det er 34 hull i første rundes skjerm. Det har vært utført i gjennomsnitt 1,1 runder utover basisskjerm, med 11 hull pr ekstra runde.

Matrialvalg til forinjeksjon

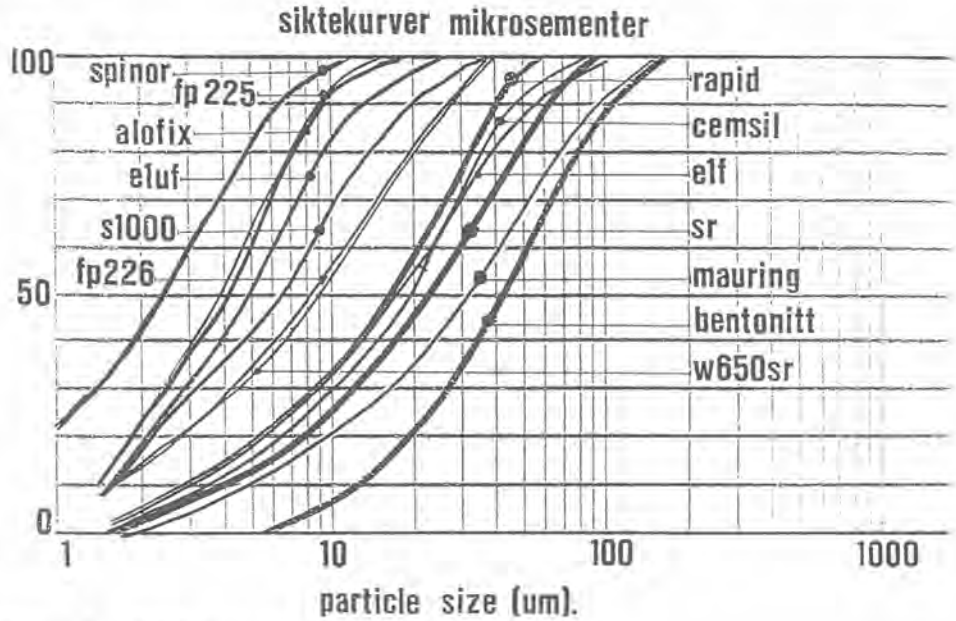
Det ble i starten benyttet kjemiske midler. Utviklingen har imidlertid gått fra bruk av sement/kjemisk til kun mikrosement. Bruk av kjemiske midler ga ikke en tilstrekkelig kvalitet i relasjon til kostnad.

På anlegget har følgende kjemiske midler vært i bruk Siprogel, Al 6, Hardener 1000 A, H 1000 B, H 600 B og Concretin.
Og av sementer: SR-sement, Rapid, W 650, S 1000 og Spinor.

I tillegg har vært forsøkt, eller gjort forsøk med Elf, Elnf, Fp 225, Fp 226, Betec, Alofix, IR 2150 D, IR 3360, Taccs 020, Microsilica og MC helper.

Ved å anvende betongteknologi på injeksjon er flytegenskapene i materialene bedret ved bruk av superplastifiserende stoffer. Både visuelle observasjoner under injeksjon og forsøk i laboratorium bekrefter at bruk av polyuretan i sement ved forinjeksjon har en positiv virkning ved vanninngang, men kostnaden er relativt høy i forhold til bruk av superplastifiserende stoffer.

Ut fra de forsøk vi har gjort, har vi funnet følgende siktekurve:



Figur 2. Siktekurver for sementer

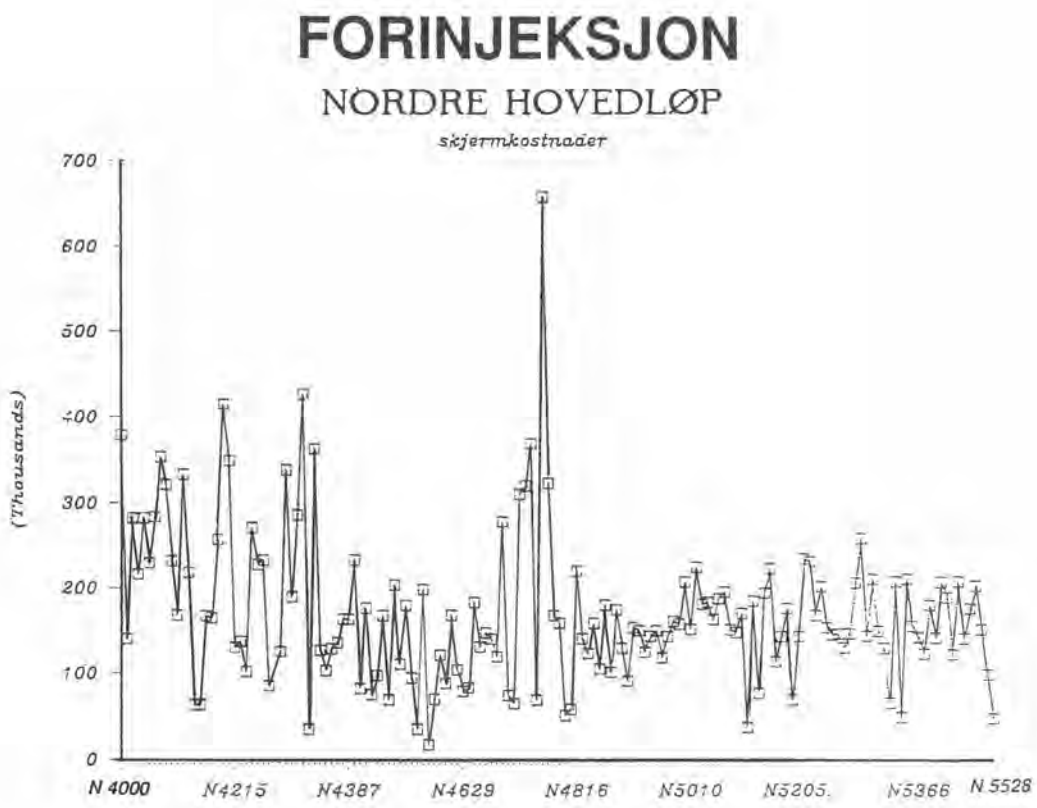
Figur 2 viser at Spinor har gunstigste kurve, med blainverdi på 16 000 cm2/g. Spionor har vært brukt sammen med en tilsetning på 3% HP, som er en superplastifiserende væske.

	Planlagt	Utført
Sement	4.100.000 kg	4.446.630 kg
Kjemisk	1.400.000 l	923.861 kg

Forinjeksjonskostnader

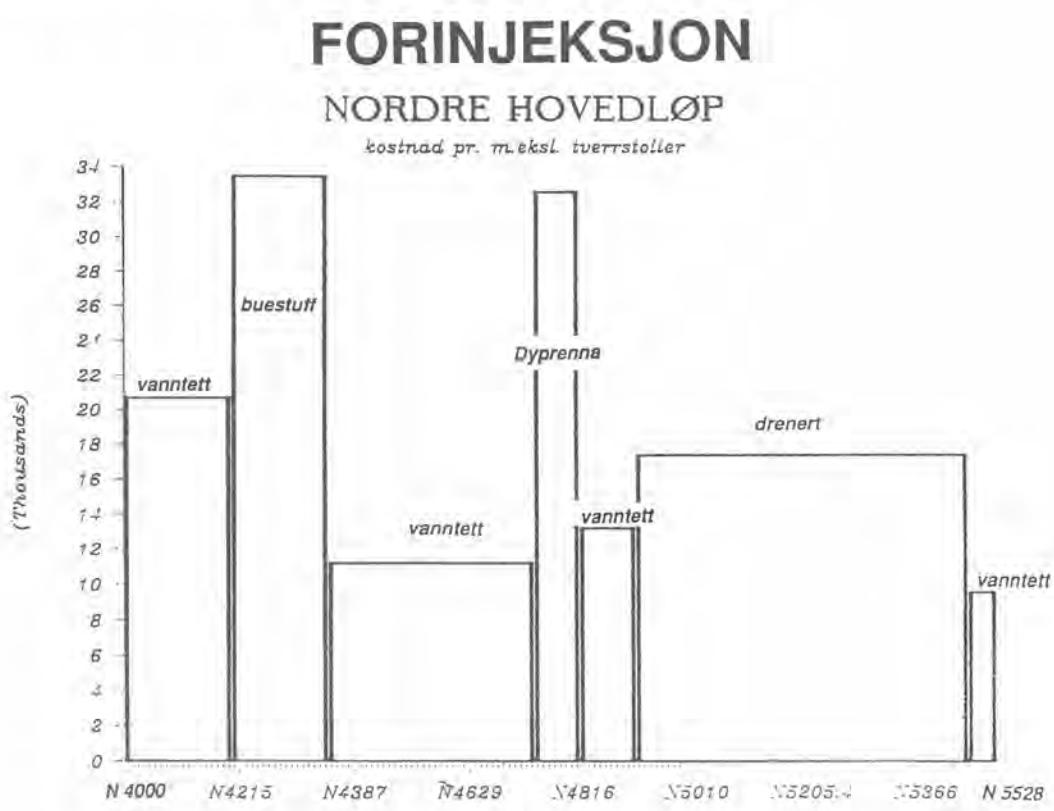
Injeksjonskostnadene er blitt i størrelsesorden 7 mill. kr. lavere enn anbud.

Kostnadene til forinjeksjon viser en stor variasjon mellom de enkelte skjermer. Inngangen har en interessant syklisk variasjon. Det kan være mulig at avstanden mellom skjermene bør vurderes nærmere.



Figur 3 Skjermkostnader forinjeksjon

Ved å se på middelkostnader pr. meter over partier finner en at kostnadene pr. m trefelt tunnel på drenert del har vært ca 17 000 kr/m, og i vanntett del ca. 11 - 21 000 kr/m.



Figur 4 Kostnader pr. m forinjeksjon

Sprengning

Første tunnelsalve på adkomsttunnel vest ble tatt 25. mai 1987, i hovedtunnel 21. august 1987.

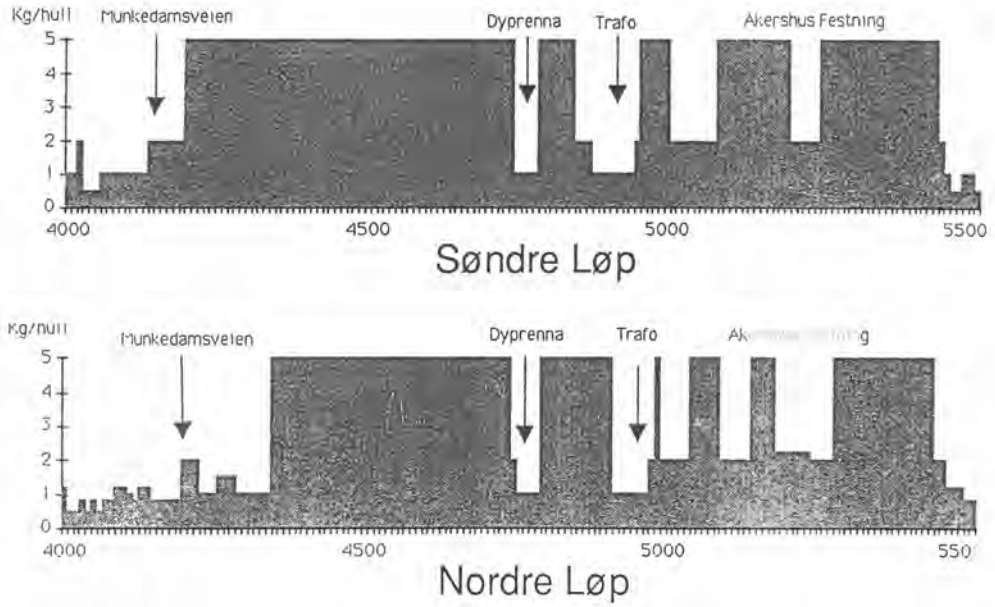
I øst startet driving av adkomsttunnel (avrampe) 15. juli 1987, hovedtunnel startet 1. november 1987.

Det var gjennomslag i nordre løp under Tordenskjoldstatuen 24. februar 1989, og i søndre løp 13.juni 1989.

Maksimal inndrift med 4 borrigger har vært 82,5 m/uke.
Gjennomsnittlig inndrift med 4 - 6 stuffer og 4 rigger har vært 46 m/uke i gjennomsnitt for 1988. Tverrsnitt 88 - 215 m2, systematisk forinjeksjon.

Det har vært tatt 577 salver fra vest inkl. adkomsttunnel og 583 salver fra øst inkl. avrampe , ialt 1160 salver. Salvestørrelse har variert fra 100 m3 til 6-700 m3 ved fullt tverrsnitt.

Ladningsmengde pr. hull er vist i figur nedenfor.



Figur 5 Ladningsmengde pr.hull

Rystelser

Det har vært målt rystelser på ialt 140 punkter, med opptil 30 målere samtidig. Grensene for rystelser har vært 20 um, 30 um, 40 um og 80 um avhengig av avstand og ømfintlighet. Utsving har vært satt som dimensjonerende ved frekvens lavere enn 80 Hz. Dette har vært tilfelle på anlegget. 94% av salvene i vest har vært innenfor kravene, mens 79% av salvene i øst holdt kravene.

Rystelser har vært målt med AVA utstyr som har gitt en tidsoppløsning på 100 m/s. Dette har gitt et utsagn om rystelsene fra hver enkelt tenner, og har vært til stor hjelp ved korrigering av salveforløp.

Det har ikke vært registrert skader som følge av sprengningene, og det har heller ikke vært betalt ut erstatninger.

Sikring

Det har vært brukt 6.323 m3 sprøytebetong med kvalitet C 35 og 50 kg/m3 dramix fiber på 100% av lengden i kalk-/leirskifer i vest og gneis/rombeporfyr i øst. I menaitt/alunskifer i øst er ca. 90% av lengden sprøytet. P.g.a. glatte, plane alunskifer-horisonter i heng er enkelte områder (10%) ikke sprøytet her. Gjennomsnittlig tykkelse 8 - 10 cm. Det har vært brukt sprøytebetong lenger ned på sidene enn antatt ved utarbeiding av anbudsmaterialet.

Sprøytebetong har også vært brukt istedet for støp på stuff. Det er da benyttet C 35 med 110 kg/m3 Dramix fiber. Tykkelse opptil 20 cm. Det ble erfart at 90 kg/m3 ga bedre resultater.

Det er i leirskifer/kalkstein i vest brukt systematisk bolting 1,5 x 1,5 m, Øk 25 gyst med lengde 3 m og 4 m i heng.

I øst er det brukt systematisk bolting 2 x 2 m Øk 25 gyst med lengde 3 og 4 m, bortsett fra en 300 m lang strekning under festningen/Skansen hvor det kun er spredt bolting.

Dyprenne ved Munkedamsveien og kryssing under tilførsel til OVA-tunnel

Ved passering av nordre hovedløp under Munkedamsveien var fjelloverdekning sidevegs svært liten, samtidig som leirskiferen hadde en bred og sterkt oppsprukket svakhetssone. Kontrollboring under anlegget viste overdekning ned til 4,6 m. Problemet besto også i at det på dette partiet var utvidelse av tunnelen fra vanlig 3-felts profil med bredde 13 m til avkjøringsrampe med bredde opptil ca. 22 m før tunnelene deler seg.

Dette gjorde at stålbuer HE300B var lagt inn i kontrakten som sikring. Arbeidet med montering var tungvint og tilpasning til fjell vanskelig. Gjenværende hulrom mellom stålbuene og fjell ble fylt med sprøytebetong, og hele området sprøytet inn med 10 cm sprøytebetong før utstøping med vanntett betong.

Ved kryssing under tilførsel til OVA-tunnelen i vest ga flere kryssende knusningssoner svært dårlig stabilitet kombinert med beskjeden overdekning i forhold til OVA-tunnelen (ca. 2,5 m). Det ble derfor forboltet i flere nivåer og i flere retninger (forbolter på kryss og tvers). Det ble på det mest kritiske partiet forboltet også ned i vegg til ca. 2 m over sålenivået. Avstanden mellom forboltene varierte fra 30 cm til 50 cm inn mot OVA-tunnelen, ellers 75 cm. I tillegg ble det operert med beredskap på sprøytebetongriggen, slik at denne sto klar når salvene ble skutt i det mest kritiske partiet. Før gjenstående fjell under OVA-tunnelen ble sprengt og pigget ned, ble rørledningen inn i OVA-tunnelen løsnet fra fundamentene og sikret med stropper som var festet i opphengsbolter i OVA-tunnelens heng.

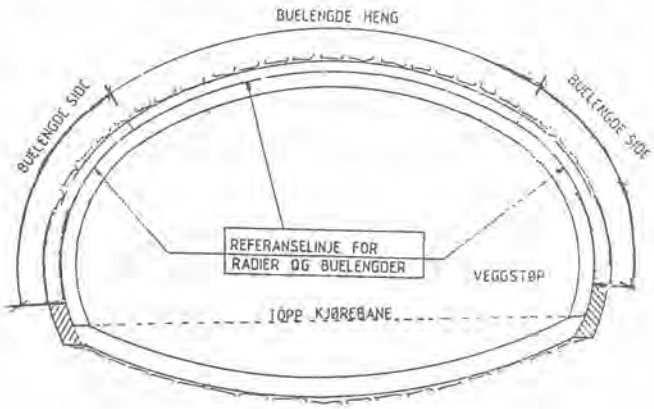


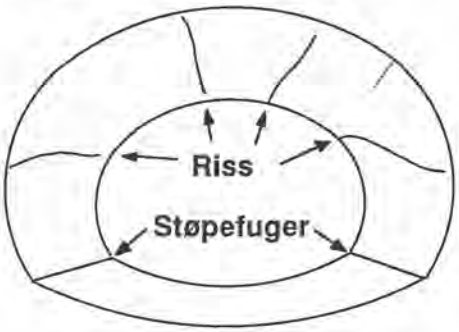
Fig. 6: Stålbuer

Betong

All betong er i utgangspunktet uarmert. Unntaket er ved tverrsnittsoverganger, eller hvor den normale buefasongen ikke opprettholdes. Prinsippet med uarmert betong har vært vellykket.

Det er 1934 meter vanntett betongutforing med 325 støper á 6 m, og 1112 m drenert betongutforing med 187 støper. Teoretisk utgjør dette 56.300 m3 betong.

Av naturlige grunner vil det gå med mer betong enn teoretisk mengde. Byggherren betaler derfor fullt ut til 25 cm utenfor teoretisk profil, og gir en redusert dekning utover dette for at det skal være et incitament for entreprenøren å foreta en best mulig økonomisk balanse mellom sprengningskostnader og betongkostnader. I praksis er det sprengt ca. 50 cm utenfor teoretisk profil.



Riss

En uarmert betongutforing vil selvfølgelig få opprissing. Det var antatt at det ville bli ca. 4 - 5 m riss/m tunnel. Det har vist seg at det er 4,6 m riss i vanntett del, og 4,3 m i drenert del. Vanligvis følger rissene tunnelens lengderetning, og er fordelt som figuren viser.

Fig. 7 Karakteristisk rissfordeling

Risstetting

Med 1520 + 1527 m tunnel, blir det ialt 13 700 m riss som skal tettes. Risstettingen startet ved at entreprenøren fikk styre utførelsen. Han startet med pakker-avstand 10 - 15 cm og grunn boring i risset. Etter flere ettertettinger ble avstanden ca. 5 cm og kostnaden ca. 24.000,- kr. pr tunnel-meter. Entreprenøren har brukt en to-komponent polyuretan til injeksjon av riss.

Etter at entreprenøren hadde vist hvordan de ville utføre arbeidet, gikk byggherren inn for å styre prosessen. Det ble gitt beskjed om at pakker-avstanden skulle økes til 30 cm og hull dybden til 20 cm, samtidig som rissene måtte sparkles. Dette gikk ikke entreprenøren med på, slik at det en periode ble satt pakkere med en avstand på 20 cm uten sparkling. Kostnaden lå da på 14.000,- pr. tunnel-meter. I disse kostnadene var ettertetting av fuger inkludert.

Det ble så forlangt at alle riss skulle sparkles før injeksjon og at pakker avstanden ved 1.gangs injeksjon skulle være 40 cm. Til sparkling ble det brukt en sementbasert hurtig-avbindende sparkel. Erfaringene er at sement-sparkelet reduserer utgangene under injeksjon, men tåler ikke høye trykk.

Etter at alle riss og fuger ble sparklet før injeksjon, ble kostnadene 5.000 kr pr. tunnel-meter.

Byggherren gjorde så en test på om det lot seg gjøre å strekke pakker-avstand til 1 m med epoxy-sparkel og forsiktig injeksjon. Resultatet var meget bra, idet dette så langt var den eneste delen av tunnelen som ble tett etter 1. injeksjon.

Et problem vi har hatt ved bruk av polyuretan, er at det oppstår lekkasjer etter at risset er injisert og fylt med polyuretanskum. Grunnen til dette må være at sparkelet har vært for svakt, slik at injeksjonsmiddelet ikke er presset langt nok inni risset.

I den vanntette delen av tunnelen som entreprenøren har tettet, er det brukt 88.000 pakkere. Dette gir et snitt på 45 pakkere/tunnelmeter (10 cm/ pakker).

Entreprenøren forlangte tillegg i pris for å komme over 30 cm i pakkeravstand. Byggherren fant dette helt urimelig, og var i tillegg misfornøyd med entreprenørens arbeid når det gjaldt kvalitet og økonomi. Vi var derfor tilslutt nødt til å si opp avtalen med entreprenøren om risstetting.

Den siste delen av risstettingen har byggherren derfor utført selv. Vi har dels benyttet oss av en underentreprenør som bruker gelakryl til tetting. Erfaringene så langt, er meget positive. Rissene blir tette etter første gangs injeksjon, og til ca. halve prisen av det kostnadene var på det rimeligste med polyuretan. Dels benyttes sparkling med epoxy og injeksjon med polyurethan. I tillegg er avstanden mellom pakkerne økt til 50-60 cm. Kostnadene for rissinjeksjon ligger i øyeblikket på ca. 2500 kr/tunnelmeter, eller bare 1/10 av kostnadene i starten. I noen grad må det regnes med å ta noe vannlekkasje når mer vanntrykk kommer på. Dette gjelder i forhold til alle risskostnader hittil.

Fugetetting

Fugene er utført med en Fuko fugeslange 200 mm inni betongen og et Hydrotite ekspanderende fugebånd 100 mm lenger inn. Fugene har ikke fungert som forutsatt, som var at det ekspanderende fugebåndet skulle tette fugen, og injeksjon av fuge-slangen skulle virke som en ekstra sikring. Fugebåndet har kun redusert lekkasjene før injeksjon av slangen. Fugene har heller ikke blitt tette etter at fuge-slangen er injisert med polyuretan. Det er utført målinger som viser at fugene åpner seg mellom 1,5 og 2,5 mm p.g.a. temperaturreduksjon etter herding. Injeksjonsmiddelet får dermed lett utgang, og utfyllingen i fugen blir for dårlig. For å unngå dette ble alle fugene sparklet med sement-sparkel før injeksjonsslangene ble injisert. Dette førte til ca. 90% reduksjon av ettertettingen i fugene.

På den siste såle-strekning på 150 m, ble det lagt inn 3 stk. injeksjons-slanger som et alternativ til sparkling, fugeslange og fugebånd. Her skulle de to ytre slangene injiseres først, og virke som en forsegling rundt den midtre før den ble injisert. Men dette fungerte ikke helt, slik

at det på denne strekningen ble langt mere ettertetting enn der hvor det lå en slange pluss sparkling.

Virkning på omgivelsene

Som det fremgår av ovennevnte er omfattende tiltak lagt inn i prosjektet for å tilfredsstille de strenge krav til vanntetthet.
Ialt beløper disse tiltakene seg til 200 - 300 mill. kr, dvs. bortimot halvparten av de totale byggekostnader.

Strenge krav til innlekkasje er bestemt ut fra at grunnvannsmagasinet over tunnelen ikke skal påvirkes så mye at det kan medføre skader (setninger).

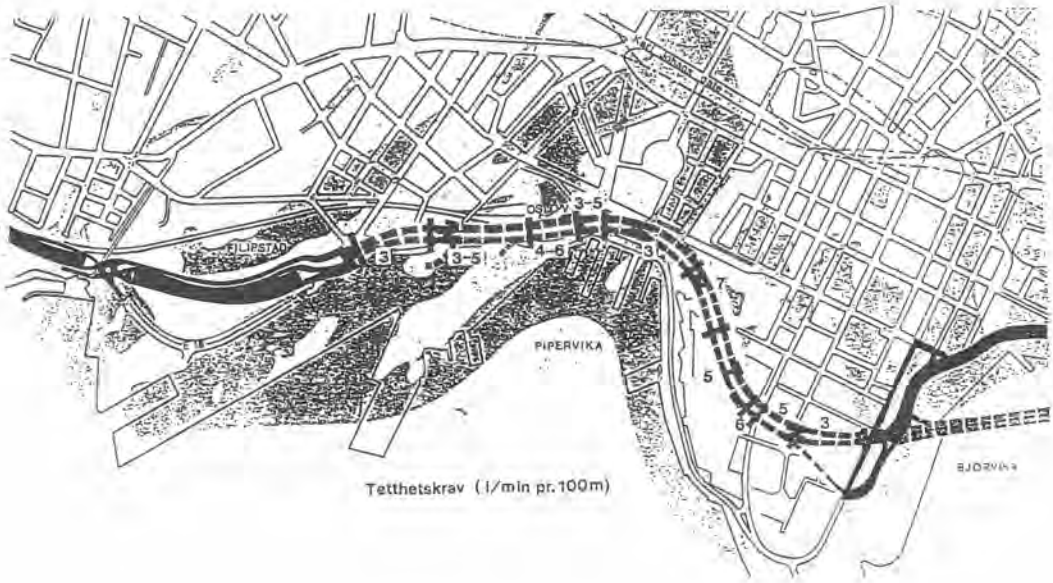


Fig. 8. Anbefalte verdier til maks. innlekkasje i l/min over en lengde på 100 m samlet for begge tunnelene.

Disse tallverdiene betyr at det over den 1520/1527 meter lange fjelltunnelen bare kan være en innlekkasje på 69 l/min.
I begynnelsen av oktober 1989 var innlekkasjen 50 l/min. Fratrukket lekkasje fra vannledninger mv., antas lekkasjen å være ca. 43 l/min, som tilsvarer 62% av akseptabel innlekasje. Partivis er lekkasjer i utstøpt del målt ned til 0,2 l/min./100 m tunnelløp, og i drenert del til 1,5 l/min./100 m tunnelløp.

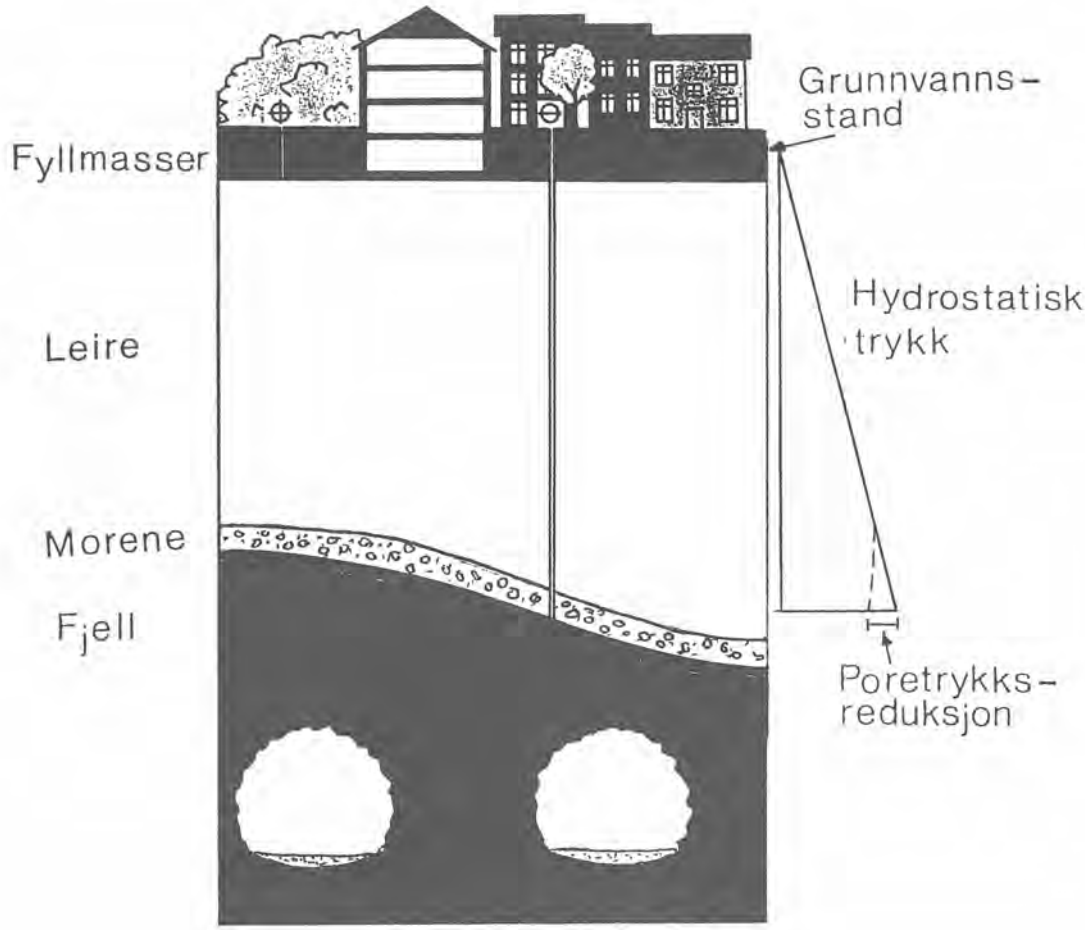


Fig. 9 Poretrykksreduksjon som følge av tunnelen

Innlekkasje av vann vil medføre at vanntrykket blir redusert i fjellet like over tunnelen og i morene/leire like over fjell (poretrykksredusksjon). Reduksjon av vanntrykket i leire vil forårsake terrengsetninger og setninger på bygg som er direkte fundamentert på løsmasser.

For Fjellinjen har det hele tiden vært i drift et omfattende måleprogram for å måle forandring i poretrykk.

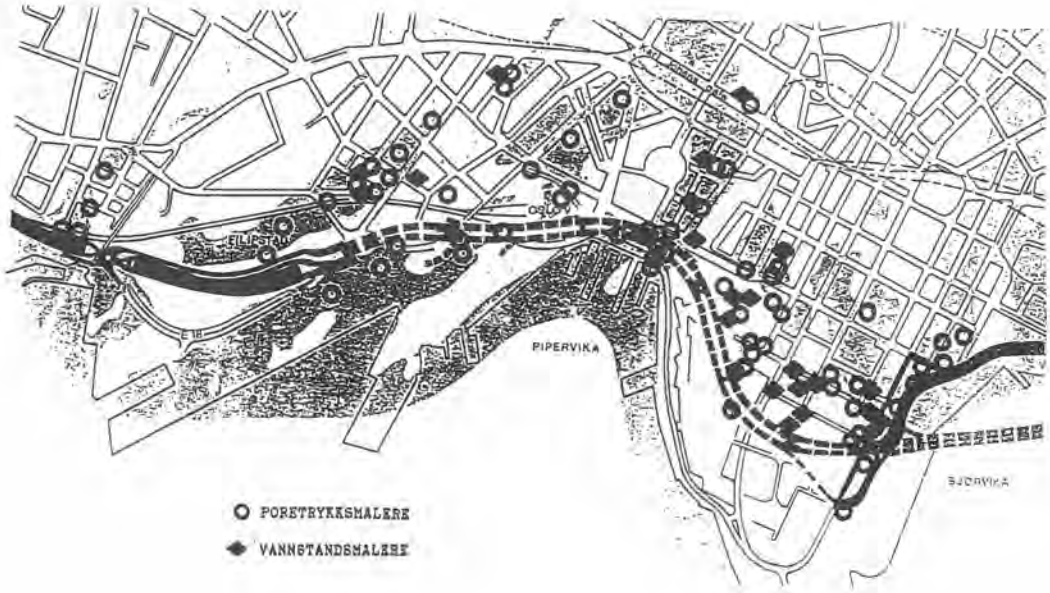


Fig. 10 Plassering av poretrykks- og vannstandsmålere

Det har ialt vært brukt 90 målere på anlegget med målehyppighet daglig/ukentlig eller månedlig, avhengig av beliggenhet.

Når reduksjon av vanntrykk ved fjell har oppstått i dyprennene, har vi satt i gang vanninfiltrasjon fra lange borhull (50-100 meter) som er boret i fjell fra terreng (vanninfiltrasjonsbrønner). Vann blir infiltrert inn i fjell, derfra ut i morene og leire.

Ialt er det etablert 23 vanninfiltrasjonsbrønner. Totalt har det blitt infiltrert en vannmengde på 280 000 m3 fram til 1. oktober 1989.

Over fjelltunnelene har det da ikke vært målt vanntrykksreduksjoner større enn 1 meter. Ved daganleggene har vanntrykksreduksjonene ved fjell i byggetiden vært større, maksimalt 3 meter.

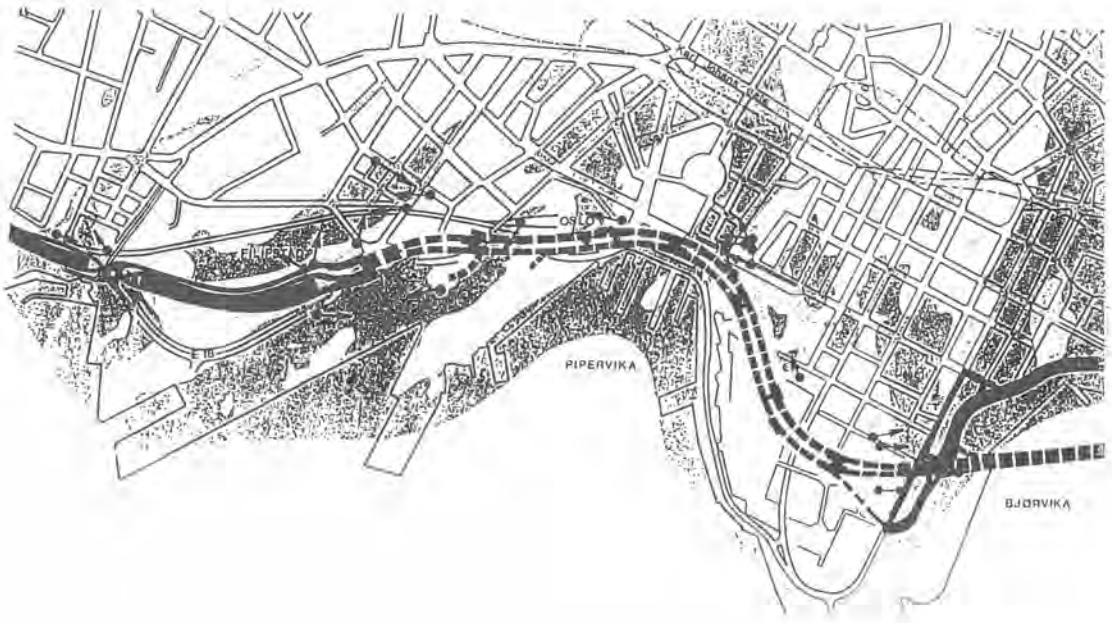


Fig. 11 Plassering av vanninfiltrasjonsbrønner

Skader

Over og langs med fjelltunnelene har det på bygninger ikke vært målt setninger større enn 10 mm.

Nær daganleggene har det på noen få bygninger vært større setninger, maksimalt 230 mm på en mindre bygning (skur) nær Søndre avrampe.
I område med alunskifer (Akershus Festning nord/øst) har det ikke vært noen hevning av bygninger på grunn av svelling.

Mer interessant enn setninger på anlegget er nok hevingen av bygg på festningsområdet. Høyt injeksjonstrykk har løftet fjell med horisontal lagdeling, slik at bygninger er hevet opptil 16 mm. Dette har allikevel bare medført små skader.

Gjennomføring

I forhold til omgivelsene har gjennomføringen av fjelltunnelene gått langt bedre enn mange forståsegpåere hevdet før anlegget startet. Problemene har vært større på daganleggene enn på fjelltunnelen.

Kontraktsforholdet på fjelltunnelen har imidlertid vært vesentlig tyngre å gjennomføre enn de øvrige 50 kontraktene som har vært på anlegget.

Det har vært en del divergenser mellom byggherre og entreprenør. For byggherren oppfattes det eksempelvis som et uvanlig stort dilemma at entreprenøren etter 2/3 av tiden plutselig endrer oppfatning av hva som er risikofordeling for tid og økonomi.

Byggherrens erfaring er blant annet at arbeidsfellesskap av den type som har stått for dette anlegget, ikke vil være hensiktsmessig å benytte senere.

Entreprenøren har hatt tildels en meget dyktig og velkvalifisert arbeidsstokk på anlegget. Dette har gjort sitt til at anlegget er blitt så vellykket teknisk.

Og det mest vellykkede teknisk sett er nok også forinjeksjonen som har utviklet seg positivt kostnadsmessig og kvalitetsmessig, og sprengningsarbeidene som har gått meget bra i relasjon til omgivelsene.

Det reelle kvalitetskrav til tunnelen med maks. innlekkasje 69 l/min for hele tunnelen er i oktober nede i 43 l/min, 62% av akseptabel innlekkasje. Fortsatt står en mindre del av rissettingen igjen.

Så langt har derfor prosjektet gått bra, vurdert både med hensyn til kvalitet, tid og kostnader.

E18 FJELLINJEN -KRYSSING AV DYPRENNE UNDER RÅDHUSPLASSEN MED OG UTEN FRYSING.

E18 THROUGH OSLO - CROSSING OF MAIN SHARE ZONE WITH AND WITHOUT FREEZING

Prosjektsjef Kjell O. Berge, Oslo Veivesen
Byggeleder Ole Fromreide, Oslo Veivesen

SAMMENDRAG

Dyprenne under Rådhusplassen ble krysset med to trefelts vegtunneler med tverrsnitt 116 m2. Dybde under vann i sålenivå var ca. 47 m, og minste overdekning ca. 4,8 meter.

Nordre løp er drevet med 25 m2 pilottunnel, sidetak og bunnstross, korte salvelengder og sikring ved forbolter, radielle bolter og stålfiberarmerte sprøytebetongribber. Av den definerte sonen på 55 m i nordre løp ble 42 m drevet etter dette prinsipp fra vest, mens de øvrige 13 m ble drevet med fullt profil fra øst. Driving, forinjeksjon,sikring mv. ble utført på ca. 5 mnd. fra 27. september 1988 til 24. februar 1989 (gjennomslag).

Søndre løp ble på bakgrunn av erfaringer i nordre løp og adskillig verre forhold, sikret ved frysing på 28 m av den definerte 60 m lange sonen. Frysevolum 1600 m3 til - 15° C i 2 m tykkelse med 2 rader fryserør, lengde 18 - 29 m i sider og heng. Arbeidene på dette parti tok ca. 5 uker for etablering av frysehull og fryserør, 3 uker til nedfrysing og ca. 8 uker til gjennomdriving og utførelse av sikringsstøp, ialt 4 mnd. fra 13. februar 1989 til 13. juni 1989.

SUMMARY

The "Oslo Tunnel" is a 6 lane twin tube highway tunnel, each tube having a cross sectional area of 116 m^2. A serious shear zone had to be crossed below the City Hall at invert elevation -47 meters. The minimum rock cover in the poor quality ground was 4.8 m and on top of that about 34 m of sand and marine clay.

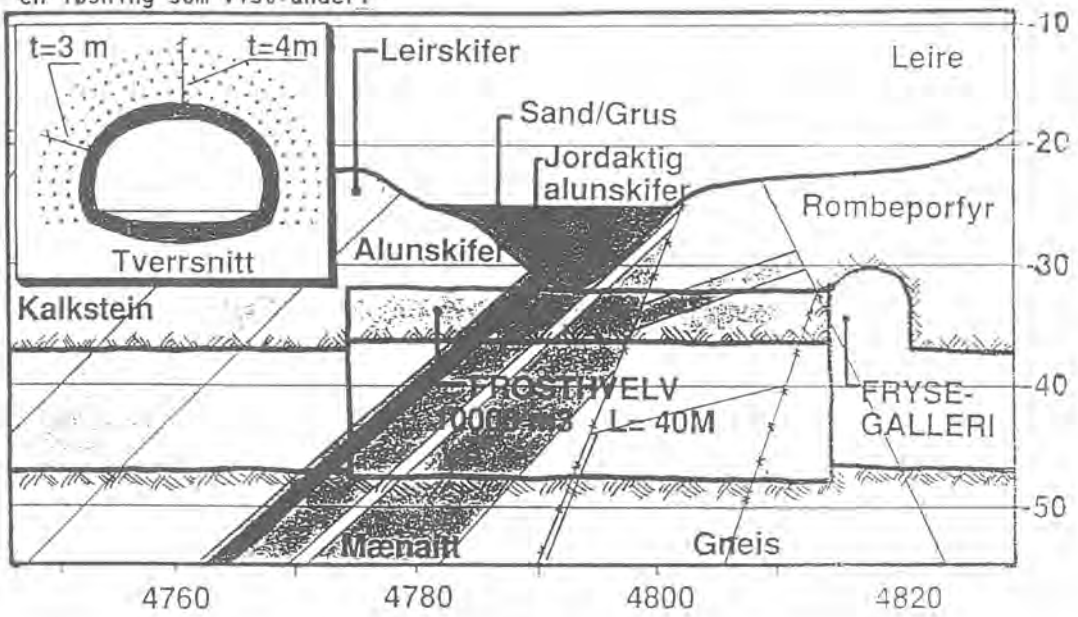
The northern tube was excavated in steps: Top heading pilot tunnel of 25 m^2, two side drifts and a lower half bench. We used extensive spiling, short blasting rounds (2 m), steel fibre reinforced shotcrete, radial bolts and reinforced shotcrete ribs.

The defined problem zone of 55 m was excavated as described along a 42 m length. The remaining 13 m were excavated full cross section and all the length from the eastern face. Excavation, pre-grouting and rock support was completed in 5 months from September 27, 1988to February 24, 1989.

Experience from the northern tube and even worse overall conditions in the southern tube, led to freezing along 28 m of the defined 60 m problem zone in this tube. The frozen volume was 1600 m^3 at -15^0 Celsius. The layout comprised 2 rows of freezing pipes 18 - 29 mlong in full horse shoe shape around the tunnel. The frozen layerwas minimum 2 meters thick. Establishing and pipe drilling took 5 weeks, the freezing period was 3 weeks and excavation including concrete lining took additional 8 weeks. The total time spent was about 4 months from February 13 to June 13, 1989.

KONSULENTGRUPPENS FORSLAG

Kryssing under dyprenne øst for Rådhusplassen har opptatt fagmiljøet i flere år. Allerede på fjellsprengningskonferansen i 1986 ble det lagt fram en løsning som vist under.



Figur 1 - Frysing - opprinnelig alternativ - 10 000 m3

Problemstillingen var i utgangspunktet å krysse en dyprenne 45 m under terreng med to trefelts vegtunneler. Spennvidde ferdig konstruksjon ca. 12,5 meter. Bergart var i vest kambro-siluriske sedimentbergarter og i øst prekambriske gneiser. I dyprenna er forkastningssonen meget oppknust med 1-2 m mektighet i nordre løp og 3-4 m i søndre løp, ifølge forundersøkelsene.

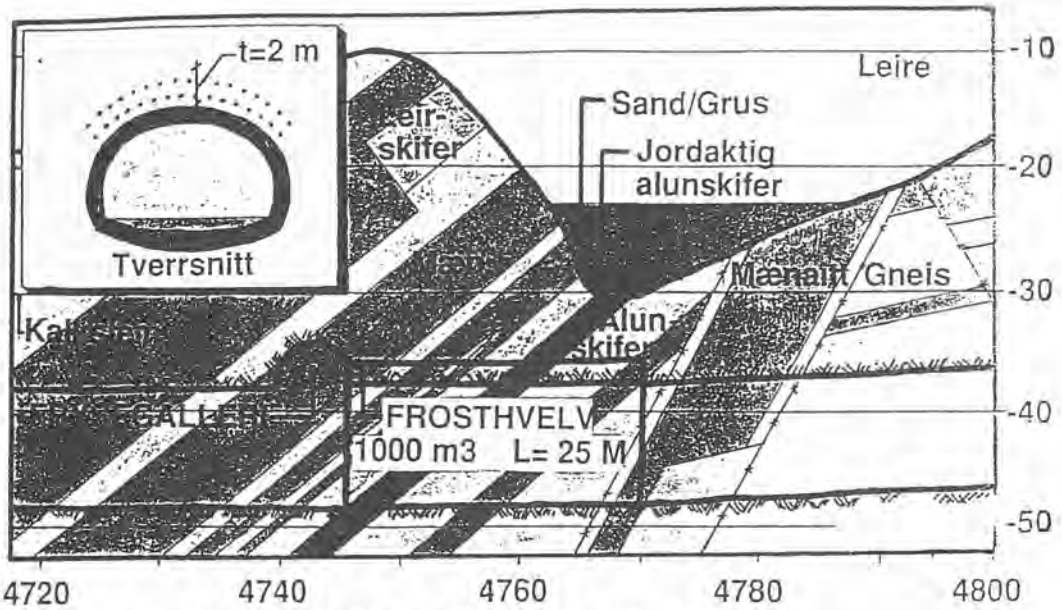
Byggherren, Statens Vegvesen v/veisjefen i Oslo, hadde bedt konsulentgruppen for Fjellinjen, Ing. Chr. F. Grøner, Aas Jacobsen og Norconsult Samferdsel, vurdere kryssingsmetodikk. Som underkonsulent benyttet disse NGI.

Konsulentgruppens forslag til byggherren besto av en frysesone 30-40 m lang og ca. 3 m tykkelse i vegger med temperatur på -20 °C. Totalt frysevolum for to løp var beregnet til 8-10.000 m3. Kostnad var antatt til ca. 30-40 mill kr. for frysing alene. Det var forutsatt parallell frysestabilisering av begge hovedløp med en nedfrysningstid på 9 uker, driving og sikring 6-8 uker, og maks utførelsestid totalt 7-10 mnd.

BYGGHERRENS VURDERING VED ANBUDSUTSENDELSE

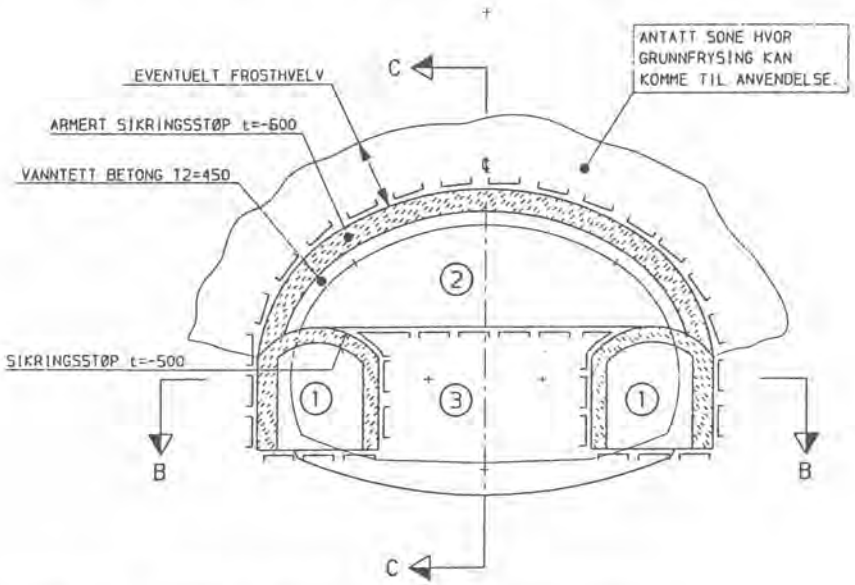
I forbindelse med utsendelse av anbud foretok byggherren en vurdering av konsulentgruppens forslag sammen med forslagsstillerne.

I anbudet valgte byggherren å beholde frysing, men i et omfang redusert til lengde 25 m, og tykkelse 2 m. Dette utgjorde et frysevolum på 1000 m3 x 2 løp eller en reduksjon til 1/4 av foreslått. Kontrakt med entreprenøren ble inngått med frysing som alternativ.



Figur 2 - Frysing - kontraktens alternativ -1000 m3 pr. løp.

I tillegg til frysing inneholdt anbudet et alternativ med 2 pilottunneler nede i sidene, og sikring med armert betongstøp.



Figur 3 Alternativ driving med 2 pilottunneler.

VURDERINGER UNDER DRIFT.
FORSØK FØR BESLUTNING
Generelt forløp sprengningsarbeidene i kalk-/leirskiferen i tunnelen i vest bra. Det foregikk derfor en fortløpende vurdering av hvorvidt frysing var påkrevd ved kryssing av dyprenna under Rådhusplassens østre del.

I april 1988 tilskrev vi Ing. Chr. F. Grøner, Geoteknisk kontor og NGI og ba om kommentarer til en vurdering vi som byggherre la fram.

Vi la spesielt vekt på å benytte en utførelsesmåte som ga best mulig sikring mot utdrenering av dyprenneområdet. Vi var opptatt av mulighet for innlekkasje i sider og såle, problemer med å bolte og vannsikre boltehull i frosset fjell, og fare for at boltehull skulle bores inn i fryserør og sette disse ut av drift. Samtidig kunne det være problemer knyttet til oppboring av hull for fryserør med fare for sterk økning av tidsforbruk og kostnader. Lengden av frysesonen måtte bestemmes nøyaktig av hensyn til materialbestillinger, og ga liten fleksibilitet.

Videre var beslutningsgrunnlaget noe endret, idet overdekking i nordre løp var antatt til ca. 6 m istedet for 3-4 m som angitt i tidligere rapporter, som følge av ny tolkning og riktig opptegning av tunnelnivå. Mektighet av sonen var fortsatt 1-2 m i ca. 45 graders vinkel, skrånende oppover mot øst.

I søndre hovedløp var sonen antatt til ca. 2,5 m med minste overdekning ca. 7 meter. Både kvalitet, tid og økonomi talte for at en kryssing uten frysing kunne være å foretrekke.

Byggherren ba Dr. Ing. O.T. Blindheim vurdere et forslag med injeksjon og bolting.

På bakgrunn av de kommentarer vi fikk til forslaget, bestilte vi ikke frysing utført av entreprenøren, Aker Entreprenør/AF Oslo Entreprenør.

Forsøk med geofysisk sondering foran stuff ble foretatt i første halvdel av mai 1988. Metoden som ble brukt av NGI, var vi rimelig fornøyd med og anså at den ga oss god kontroll på fjelloverdekning over tunnel, og i tillegg en kartlegging av fjellforholdene mellom borhull i tunneltrasèen.

Det ble også utført et forsøk 22.-24. juni 1988 med et injeksjonsmiddel benyttet i tyske kullgruver. Fosøket viste at injeksjonsmetoden ikke var brukbar i de aktuelle bergarter på grunn av for høy viskositet og dårlig inntrengning.

Et forsøk med bolter var vellykket og ble planlagt brukt.

Det ble utført tre fullskalaforsøk med alternative injeksjonsmaterialer i søndre hovedløp.
1. juli 1988 ble testet Mikrosement type Spinor med HP tilsetning og en-komponent polyurethan IR 2150. 7. juli 1988 ble testet et kjemisk stoff Acrylamid AL 6. En tokomponent polyurethan, Concretin PIH ble testet 9. august 1988.

Visuelle observasjoner viste at både Spinor med tilsetningsmaterialer og Al 6 ga god inntrengning og tetteeffekt.

Dyprennen i nordre løp var definert til et 55 m langt område, profil 4760 - pr. 4815. Som forundersøkelse ble det 26. august 1988 kjørt et 60 m langt kjerneborhull i sålenivå fra pr. 4729 til pr. 4789, dvs. gjennom den aktuelle sonen. Kjerneborhullet viste et stort kjernetap i dyprenneområdet, muligens på grunn av utspyling av masse.

BESLUTNING NORDRE LØP

Etter en ny gjennomdrøfting av problemstillingene besluttet byggherre 29. august 1988 å drive gjennom dyprenna i nordre løp med pilottunnel 5 x 5 meter, sidestrosser og bunnstross. Som konsulent for arbeidene med dyprennekryssing ble valgt Dr. Ing. O.T. Blindheim, mens Ing. Chr. F. Grøner fortsatt hadde konsulentoppdraget med tunnelen forøvrig, og for arbeider etter gjennomdriving i dyprenna.

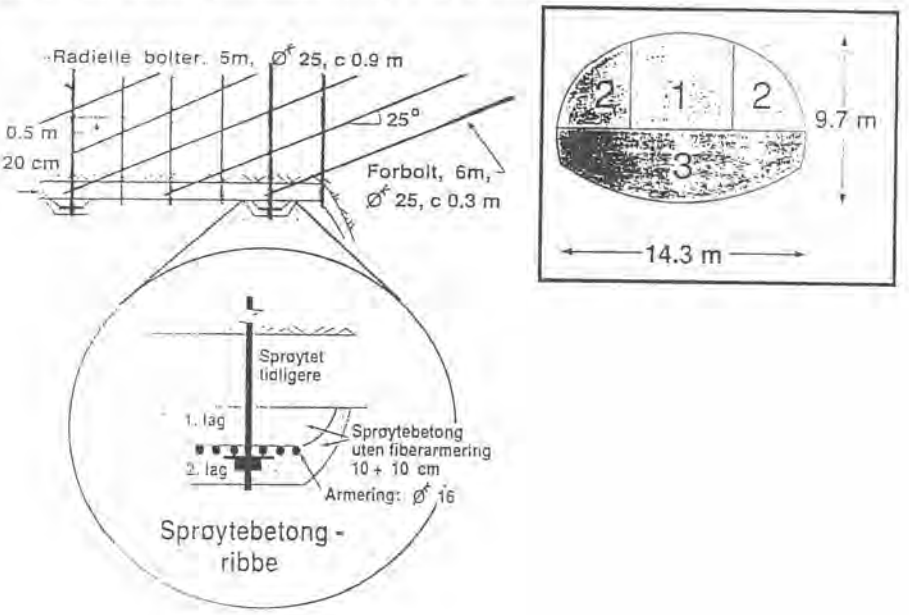


Fig. 4 Nordre løp - driving og sikring

DRIVING NORDRE LØP

Undersøkelser.
Fra pr. 4760 ble det foretatt oppramping til øvre pall, og to nye 45 m lange kjerneborhull ble tatt fra pr. 4764 i vederlag på høyre og venstre side i tidsrommet 22. september - 26. september 1989.

Alle tre kjerneborhull ble avviksmålt for å kunne konstruere geologikart. Målingene ble utført for byggherren av Devico.

I de to kjerneborhullene i pr. 4765 ble utført mellomhullsseismikk av NGI. Fra høyre hull ble sendt lydsignaler (elektriske tennere ble avfyrt) for hver 40 cm i hele hullets lengde, ialt 100 skudd. I venstre hull ble lydsignalene registrert via hydrofonkabel med 1 m avstand mellom hydrofonene. Resultatet ble fremstilt i tomografiplott.

Det ble også foretatt refleksjonsseismikk mellom de samme 2 horisontale kjernehullene. Hensikten var å kartlegge fjelloverdekning over tunnelen. Resultatene anga 7,5 m med en usikkerhet på 1,5 m slik at overdekningen ble tolket til minimum 7,0 m. Undersøkelsen avdekket også at det neppe var et løst lagret sand/gruslag over dyprennen.

Tunnelen ble samtidig drevet fra øst, og kom fra den siden fram til gjennomslag 24. februar 1989, med behørig skål på røysa.

Driving

Driving av pilottunnel startet 27. september i pr. 4760 og foregikk sammenhengende fram til pr. 4802 den 6. desember 1988.

Selve sonen ble påtruffet 25. oktober og fortsatte i 4 salver til 7. november. Det var da fortsatt problem å få boltefeste i heng. Det viste seg at sonen i pilottunnelen hadde en mektighet på ca. 3 m (4 m langs tunnelaksen) men den fortsatte i hengen 6 - 7 m horisontalt målt. Dette skapte problemer for boltefeste.

Sidetakene ble så drevet ut samtidig som armerte sprøytebetongribber ble etablert. Dette skjedde i tidsrommet 9. desember 1988 - 1. februar 1989, mens bunnstrossen var tatt ut til 16. februar. Noen av ribbene (10 stk) ble forlenget til sålen.

Forinjeksjon

Forinjeksjon før kryssing av dyprennen ble utført før stuffen kom inn i den jordaktige alunskifersonen. Avstand og retning på skjermen ble endret i forhold til standard prosedyre for å få området rundt sonen tettest mulig, og for å ikke å ha lengre stopp for injeksjon med stuff i dårlig område.

Siste injeksjon før kryssing av sonen ble tatt i profil 4774 med 3 omfattende skjermer (10 kalenderdager til injeksjon). Neste skjerm ble tatt i pr. 4790.

Inngang av masse i de aktuelle skjermer var:

		Spinor +HP	Spinor +HP+IR	Sement	AL6	Sipro
Skjerm:	4756	4.105	1260	5.365		
	4765	10.300	1050	11.350		
	4770	25.640	2625	28.265	15.500	8.078
	4774	25.515	1365	26.880		
		65.560	6300	71.860	$\sum$ 167.300	

Alt ialt gikk det inn 167 300 kg injeksjonsmasse (sement og kjemisk) i dyprenneområdet i nordre løp.

Første skjerm nord for sonen ble tatt i profil 4790 med inngang 4125 kg Spinor + HP. Neste skjerm i pr. 4796 hadde inngang 6930 kg Spinor + HP og 525 kg av samme stoff + IR.

Sikring

Partiet gjennnom dyprenna er sikret med 15 - 20 cm fiberarmert sprøytebetong (hovedsaklig Dramix 90), mindre mengder Dramix-50. Systematisk bolting med 4 m og 5 m lange bolter. Boltemønsteret varierer mellom 0,9 x 0,9 m og 1,5 x 1,2. Full beredskap ble mobilisert før hver salve i det mest kritiske partiet, dvs. at piggmaskin og sprøytebetongrigg var klare før salvesprengning ble utført.

I tillegg til sprøytebetong og fjellbolter har det blitt utført armerte sprøytebetongribber f.o.m. pr. 4777 t.o.m. pr. 4797. Pr. 4777-4786 er sprøytebetongribbene ført rundt hele profilet. De to første ribbene har

senteravstand lik 2,0 m ellers er senteravstanden lik 1,0 m.
Pr. 4788-4797 er sprøytebetongribbene ført ned til kalottnivå, dvs. 5 m ned i forhold til topp-heng. Senteravstanden mellom disse ribbene er 1,0 m fram til pr. 4791, deretter 2,0 m fram til pr. 4797.

Samtlige ribber med unntak for ribbe ved pr. 4777, er forankret med 4 m til 5 m lange fjellbolter. Til armering av hver ribbe er 6 stk. armeringsjern med diameter lik 16 mm brukt. I enkelte ribber er 4 stk. jern med diameter lik 20 mm blitt benyttet som erstatning for 6 stk. jern a 16 mm. Til avretting før montering av armeringsjern og innsprøyting av jernene er uarmert sulfatresistent sprøytebetong benyttet.

Totalt forbruk fjellbolter:

- Innstøpte kamstålbolter, 3 m: 47 stk.
- " " " 4 m: 538 stk.
- " " " 5 m: 378 stk.
- Forbolter, 6 m: 405 stk.

Total forbruk sprøytebetong:

- Uarmert: 210 m3 (innsprøyting av stålbuer og sprøytebetongribber)
  Dramix 50: 138 m3
  Dramix 90: 290 m3

SØNDRE LØP
Revurdering
Observasjoner ved driving gjennom sonen i nordre løp, førte til en revurdering av geologien for søndre løp. En parallell overføring av lengde med dårlig sone i heng, kunne tolkes til at problemene i hengen kunne fortsette mer enn 8 m. En metode måtte derfor tåle en "uendelig" lengde.

Dette ville i prinsippet være mulig ved metoder som benyttet i nordre løp, men for å sikre prosjektets fremdrift bestemte byggherren seg for å benytte frysing.

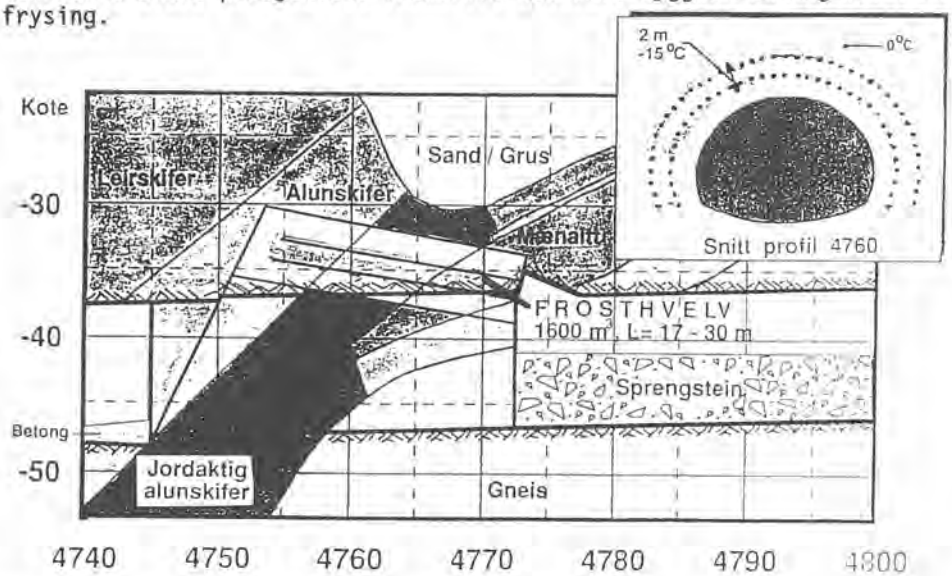


Fig. 5 Søndre løp dyprenne - utførelse med frysing, 1600 m3

Gjennomføring
Kontraktsmessig var det avsatt 150 dager for driving av begge løp gjennom dyprenna, fra siste løp kom inn i det definerte området. Søndre løp kom inn i området 18. november 1988. Det ga en frist for ferdigdrevet søndre løp til 5. juli 1989.

Beslutning om frysing ble tatt 27. januar 1989. Aker Entreprenør/AF Oslo Entreprenør utførte ved underentreprenør Entreprenørservice boring for fryserør, og byggherren inngikk kontrakt med Geofrost direkte for utførelse av frysearbeidet.

Tidligere var det antatt at man måtte fryse og sprenge fra samme side for å få fremdrift. Fremdriften fra øst var imidlertid så god at det beste alternativet var å installere fryseutstyr i øst, og foreta utsprengning fra vest. Lengden på frysesonen ble redusert maksimalt ved å ta østre stuff så nær inntil sonen som forsvarlig.

Gjenstående lengde av den opprinnelig definerte sonen på 60 m fra profil 4740 - profil 4800 var bare 28 m da arbeidene for frysing ble igangsatt (pr. 4746 - pr. 4774).

Det tok 5 mndr. å komme gjennom dette partiet, fra 13. februar 1989 til gjennomslag 13. juni 1989.

Forinjeksjon
På samme måte som i nordre løp, ble alle injeksjonsskjermene for det sentrale dyprenneområdet med den jordaktige alunskifersonen, utført slik at det ikke var nødvendig å ha stuff stående i sonen for å utføre injeksjon.

I pr. 4745 S ble det kjørt en rekke omganger med skjermer i forskjellige retninger for å tette overgang mellom omliggende bergarter og sonen. Det ble også injisert i overliggende løsmasser, og det ble satt hull fra stuff for å dekke større arealer. Hullenger ble brukt opp til 30 meter.

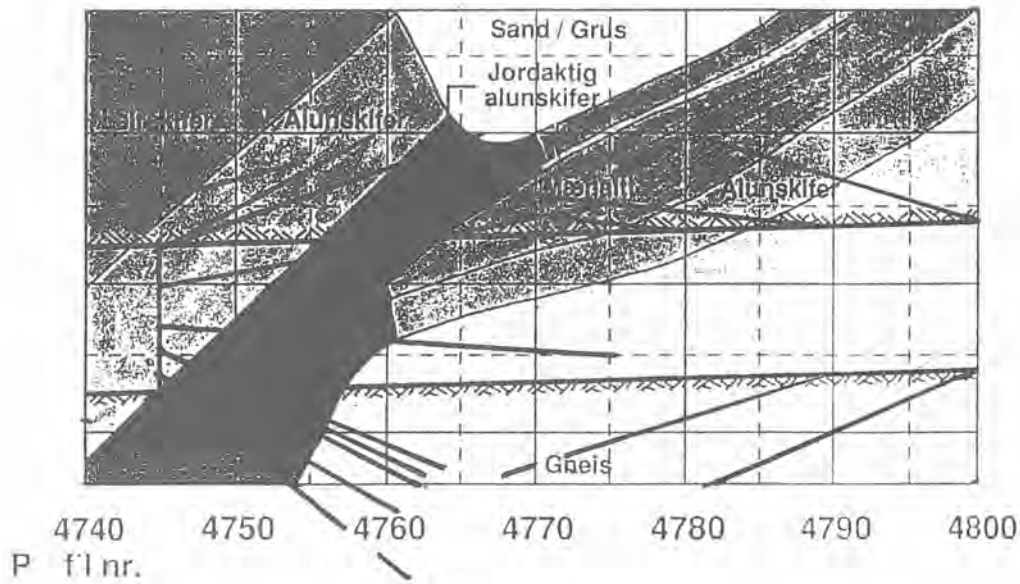


Fig. 6 Prinsipp for plassering av injeksjonsskjermer - søndre løp

Oversikt over medgåtte masser til forinjeksjon:

Skjerm profil	Retning	Spinor	W 650/Rapid	AL 6	Siprogel	Mauing
4737	Østover	8.345 kg		1.375 l		
4745	Østover	67.220 kg		5.330 l		1.560 1)
4780	Vestover		17.925 kg		2.122 l	
4789	Vestover	13.875	34.950 kg			
4801	Vestover		46.540 kg			
		89.440 kg	99.415 kg	6.705 l	2.122 l	1.560

1) 4 omganger

Sum sement og kjemisk 190 415 kg + 8827 l 200 tonn

Boring

Boring for fryserør startet 13. februar.
Arbeidet var prosjektert til 1612 m i to rader. En ytre rad med 39 hull med lengder fra 18 til 29 m, avstand C - C 0,65 m ved start og 1,1 m på odd. Det ble boret 300 m nedadrettede hull og 1390 m oppadrettede hull inkl. feilboring og ekstrahull.

Det var meningen å Odexbore alle frysehull, samt sette foringsrør. Det ble prøvd 4 hull med Odexkrone. Boring med Odexkrone ble mislykket, kronen var utslitt etter 5-6 m. Man gikk da over til 6,5" fjellkrone, med doble styringer. Boringen med denne krone gikk brukbart. Hullet ble da boret ferdig og foringsrøret trykket inn med boreriggen. Byggherre så allerede etter 3-4 dager at boringen gikk altfor sent i forhold til oppgitt produks jon fra boreentreprenør. Dette hadde to årsaker:

1) Det gikk mye tid til å stille inn vinklene som det skulle bores.
2) Sveising av foringsrør tok like lang tid som å bore hullet.

Etter en del intern diskusjon hos byggherren kom man til at løsningen var å sette fryserøret direkte i fjell og gyse dette fast. Dette ble tatt opp med fryseentreprenøren, og man ble enige om å prøve å sette fryserørene direkte i fjell.

Produksjonen av frysehull gikk da opp fra 45 m pr. 2 skift til 85 m pr. 2 skift. Produksjonen var fortsatt lavere enn forespeilet fra entreprenøren.

For å holde den oppsatte tidsplan ble arbeidstiden utvidet fra 7,3 timer/skift til 10 timer, samt at det ble arbeidet 2 helger på et skift.

Ved kontroll av borhullsavvik viste det seg at det var så store avvik på enkelte hull at det måtte bores ekstrahull (5 stk).

Boringen av frysehull ble utført fra tre forskjellige nivåer. For at boring skulle gå kontinuerlig, ble nedramping til nytt nivå foretatt på natta.

P.g.a. av at boringen gikk mye senere enn forespeilet, så byggherren seg nødt til å sløyfe 3 hull nederst mot sålen. Dette var nødvendig for at fryseaggregatet skulle bli koblet til for å benytte påskeuken til nedfrysing.

Boring av frysehull ble avsluttet 16/3-89, over 1 uke senere enn antatt ut fra den produksjon som ble forespeilet fra boreentreprenøren.

Erfaringen var at ved fremtidige arbeider av liknende karakter må man påregne at tiden for boring blir utslagsgivende med hensyn på fremdrift. Et enklere bormønster vil også være en fordel. Under arbeidene i dyprenna hadde alle hull ulik horisontalvinkel. I dette tilfellet var det (for å unngå strossing av nisje) nødvendig med en slik komplisert geometri.

En parallellboring av hull vertikalt eller horisontalt hadde vært enklere og raskere å borre etter, men neppe mer økonomisk pga. flere hull.

Rent fryseteknisk ser det ikke ut til å spille noen stor rolle om avviket på odd av frysehullet er ± 50 cm fra det teoretiske, hvis da ikke hullavstand er tøyd til grensene i utgangspunktet. Tiden for nedfrysing vil selvfølgelig øke, hvis hull ved siden av hverandre spriker.

Gjennomsnittlig totalavvik på 70 hull var 0,52 m med standardavvik 0,38 m og maksimalt avvik 2,1 m. Årsaken til avvik er stort sett utsettingsfeil. og innrettingsvansker.

Innsetting fryserør
Som nevnt foran var det meningen å sette alle fryserørene i foringsrør av stål. Dette ble gjort med 23 stk. av i alt 72 rør. Ytre diameter stålrør: 140 mm, indre diameter: 130 mm. Fryserørenes ytre diameter: 125 mm.

Alle fryserør ble laget på forhånd etter borhullenes lengde + 50 cm. Fryserørene ble nummerert. Innsetting i foringsrør krevde god spyling av foringsrørene, da det var bare 5 mm mellom indre diameter foringsrør og ytre diameter fryserør. Foringsrør ble gyst fast til fjell.

Fryserør satt direkte i fjell ble påsatt en 1/2" plastslange for evakuering av luft når disse ble gyst. Gysing skjedde fra startpunkt borhull. Rommet mellom fryserør og fjell ved startpunkt ble tettet med PE-skum. Metoden virket fint.

Arbeidsplan for innsetting av fryserør direkte i fjell: Gårsdagens produksjon av frysehull ble satt inn neste morgen. Man kunne ikke vente lenger, da vi var redde for at borhull skulle kollapse i jordsonen.

Mannskap: 3 mann + løfteredskap
Tid: Å sette inn 100 m fryserør tok ca. 1 time.

Alle rørene ble gyst på 2 kvelder, både foringsrørene og fryserørene.

Erfaringen var at metoden med å sette fryserørene direkte inn i fjellet virket fint. Det må likevel gjøres oppmerksom på faren ved påboring av nabohull. Rørene vil da bli ødelagt, ved bruk av foringsrør er denne faren minimal.

Boring av temperaturhull:
Boring av 6 temperaturhull for måling av temperatur ble utført med Atlas Boomer 175. Borhullsdiameter 64 mm. Det ble brukt en styring, lengde styring 1 m. Hullengder fra 9,6 til 10,1 m I alt 6 hull.

4 hull ble boret med borerigg av type Nemek. Borhullsdiameter 105 mm. Det ble brukt doble styringer. Hullengde 21,4 - 22 m.

Innsetting temperaturfølere:
I hvert temperaturhull satt det 3 følere. Følerne ble satt på plass ved hjelp av 1/2" elektrikerrør. Temperaturhullene ble tettet med P.E. skum ved startpunkt. Hullene ble gyst med tykk sementblanding. Evakuering av luft skjedde gjennom elektrikerrøret.

Erfaringen var at både boring og innsetting gikk greit.

Frysing:
Fryseaggregat ble plassert nede i tunnelen. Plassbehov ca. 3 m (b) x 20 m (l) x 4,6 m (h) inkl. trafo. Høyden er angitt med løfteredskapenes plassbehov. I tillegg kommer 2 laketanker med diameter 1,6 m og høyde 2,2 m. P.g.a at anlegget ble plassert nede i tunnelen måtte man ha et omfattende varslingsanlegg for eventuell ammoniakklekkasje.

Varslingsanlegget varslet med både lys og lyd. Varslingsanlegget ble testet hver mandag kl 12.00.

Ved full effekt var strømbehovet 330 kW. Kjølevannsbehov 30 m3/time inn og 30 m3/time ut. Sikkerhetsledning for blow out ble ført opp gjennom hull i fjell til OVA (Bislettbekken) og ut i dagen ved Akershusstranda.

Montering av slangene fra fryseaggregat til stuff inklusiv påkopling av 72 rør tok 3 dager. Det ble arbeidet 16 timer pr. dag med 3 mann. Tiden som er nevnt foran inkluderer også trykkprøving av alle rør.

Etablering av frosthvelv på min. 2 meters tykkelse og temperatur under -15° C tok 21 dager. P.g.a. store avvik på 2 temp.målere gikk aggregatet for full effekt i ytterligere 14 dager. Fra 1/5 og frem til 5/6 gikk aggregatet i 24 timer for full effekt og stod i 24 timer.

Erfaringen var at selve frysingen ikke medførte problemer. Oppfølging og dokumentasjon fra fryseentreprenør var god.

Det er imidlertid viktig at temperaturhull ikke har store avvik i forhold til den frostsone som er tenkt etablert.

Driving og sikring:
Driving gjennom svakhetssonen foregikk med salver på 3 m lengde og maks ladning 1,2 kg pr. tennernr. Kontur neste salve måtte bores før sikringsstøp ble utført. Årsak: Sikringsstøp stakk for langt inn i tunnelprofilet og lå så nære stuff at man ikke fikk ansett for neste kontur. (Sprengningsprofil lå 0,65 m utenfor sikringsstøp). Etter utlasting ble hver salve sprutet i heng og vegger med 10 cm Dramix 50 SR. Der sonen var fremme i stuff ble denne sprutet inn på samme måte.

I det området sonen var i sålen ble denne understøpt med 40 cm C40. Understøp ligger utenfor vanntett utforing. Sikringsstøp i hvelv ble forankret i understøp med 16 stk. 32 mm kanstålbolter på hver side. Da sonen ligger med ca 45 fall i tunnelens lengderetning, kom man ut av sonen i sålen etter ca 9 m. Det ble deretter ikke understøpt i såle, bare støpt en slags stripefundamenter. Hvelvets fotpunkt ble forankret til fjell med kamstålbolter som over. De 3 første 3 m seksjonene ble støpt med C 40 uarmert, 65 cm tykk betong. De 3 neste støpene ble utført med tilsats av 75 kg stålfiber pr m3. Jordsonen var her i heng. de 3 neste ble utført med 50 kg stålfiber pr m 3. (Liten overdekning).

Boring, sprengning, spruting, oppsetting av sikringsskjold, endestang og støping ble utført på 3-4 dager.

Driving samt sikringsstøp gikk etter planen. Sprengning påførte ikke fryserørene noen skader. Frostsonen skapte litt problemer for ladning i kontur, da hullene ble boret 3 dager før sprengning, hadde de tendenser til å fryse igjen. Det ser ut som bruk av stålfiber i betongen gjør at støpen blir rissfri. (Mulige riss er ikke synlige).

Påføring av sprøytebetong på frosset underlag gikk helt uten problemer.

Erfaringene tyder på at frysing er et sikkert alternativ å drive gjennom svakhetssoner på. Negativt, prisen er høy; utregnet pr. meter fryserør kostet frysing inkl. boring ca 2700 kr. pr/m fryserør.

Kostnader:

(dagens pris, ekskl. sprengningsarbeide)

Boring av frysehull	Kr. 1.280.000,-
Frysing inkl. matriell	Kr. 3.600.000,-
Strøm + vann + vifte	Kr. 400.000,-
	Kr. 5.280.000,-
Betongkostnad sikringstøp	kr. 1.490.000,-
Sprøytebetong	Kr. 500.000,-
	Kr. 1.990.000,-
Forinjeksjon:	kr. 2.500.000,-
Regningsarb. i forbindelse med rigging opp og ned + diverse som ikke er tatt med i kontrakt :	Kr. 1.000.000,-

KONKLUSJON:

Det ble fra byggherrens side lagt inn store ressurser for å gjennomføre kryssingen av dyprenna på en mest mulig forsvarlig måte. Den valgte fremgangsmåte med trinnvise undersøkelser før konklusjoner, skapte en trygghet for at riktige beslutninger kunne fattes.

Både frysing og sikring tilpasset etter observasjoner i tunnelen ga bra resultater teknisk, med selvfølgelig klar fordel økonomisk og tidsmessig til driving uten frysing.

Den opprinnelige plan med 45 m lengde på fryserør synes å ha vært feil og ville vært svært vanskelig å gjennomføre. Spesielt på grunn av vansker med å bore tilstrekkelig nøyaktig.

Driving med 2 lavtliggende pilottunneler ville ikke gitt noen påviselige fordeler, samtidig som metoden har klart påviste svakheter.

Etter en totalvurdering anser vi de valgte løsninger som riktige for det foreliggende problem. Frysing er en kostbar og sikker metode, men ble overkommelig med de forenklinger som er beskrevet foran.

FJORDKRYSNINGER
HVORDAN VIL ERFARINGENE PÅVIRKE DESIGN AV ANLEGG I DE NESTE 3 - 5 ÅR?

FIORD-CROSSINGS

Hov will experience influence design of fiord crossings in the next 3 - 5 years?

Anleggsjef dr. ing. Karl Melby Statens vegvesen, Nordland.

Overing. Eirik Øvstedal Statens vegvesen, Vegdirektoratet.

SAMMENDRAG

Det er snart bygd 23,5 km undersjøisk vegtunnel i Norge siden starten med Vardø - tunnelen. Videre er en rekke nye prosjekter under oppstarting eller på tegnebrettet.

I denne artikkelen oppsummeres kostnader, diverse tekniske forhold og generelle erfaringer fra de utførte tunnelprosjektene. Det konstateres bl.a. at tunnelene er blitt betydelig billigere i løpet av 10 års perioden for undersjøiske prosjekter.

Erfaringene spesielt fra Ålesund - tunnelene viser ugunstig utvikling m.h.t. trafikkulykker. Dette synes å henge sammen med sterk stigning i tunnelen.

Det påpekes i artikkelen at 3 felts tunnelløsning av trafikksikkerhetsmessige årsaker kun bør benyttes i begrenset omfang. Der behovet tilsier mer enn 2 felt bør fortrinnsvis 2 x 2 felt (2 parallelle tunneler) velges.

Til slutt konstateres at det ennå gjenstår betydelig utviklingsarbeid i forbindelse med trafikksikkerhetsfaktorene i undersjøiske tunneler.

SUMMARY

Since the commencement of Norway`s first communications tunnel under the sea at Vardø, over 23,5 km subsea road tunnels have been completed. In addition many new tunnels are on the drawingboard or in the prosess of being started.

In this paper, cost, technical conditions and general experience from the completed tunnels, are discussed. Among other conclusions, a substantial reduction in costs is registered for subsea projects in the course of the last ten years.

Experience, particularly from the Ålesund tunnels indicates a negative development as far as traffic accidents are concerned. It would appear that this is related to the steep gradients in the tunnel.

The paper further suggests that 3-lane tunnels should not be employed where traffic density dictates more than a 2-lane tunnel. In this case dual 2-lane tunnels are to be preferred.

In conclusion it is stated that there remains a significant amount of research and development work to be done in connection with traffic safety in subsea tunnels.

FORHOLDET BRU - TUNNEL

Tradisjonelt var fjordkrysninger før Vardø - tunnelen ble bygd, et spørsmål om valg av brutype, eller ferjeløsninger. Vardø - tunnelen innførte en ny dimensjon for fjordkrysninger her i landet.

Etter Vardø-tunnelen er det utført, under bygging eller på tegnebrettet en rekke undersjøiske tunneler. Hva har så skjedd på brusida i denne perioden?

Kort fortalt kan vi konstatere at en rekke brukonstruksjoner nå er på rask frammarsj. Fritt- frambyggbruer utføres nå i høgfast betong og i høgfast lettbetong, og en vurderer spenn opp til ca 400 m (verdens lengste spenn i dag er 260 m). Skråkabelbruer er i ferd med å konkurere ut hengebruer kostnadsmessig for spennvidder opp til ca 600 m. Videre vil en om kort tid ha den første flytebrua under bygging, og sannsynligvis vil dykket rørbru snart også være en realitet.

Utvikling av disse brukonseptene samt innføring av hurtiggående ferjer, kan medøre at en rekke planlagte tunnelprosjekter må revurderes i årene framover. Brukonstruksjoner har i mange tilfeller store trafikk- og transportmessige fordeler framfor undersjøiske tunneler. Likevel vil det i de nærmeste årene også være nok av spennende undersjøiske tunnelprosjekter i Norge.

UTFØRTE UNDERSJØISKE VEGTUNNELER

Siden Vardø-tunnelen ble bygd er følgende vegtunneler åpnet for trafikk:

- Ålesundtunnelene (Ellingsøy og Valderøy).
- Kvalsund tunnelen
- Godøy tunnelen
- Flekkerøy tunnelen
- Hvaler tunnelen

Arbeidene med Maursund tunnelen i Troms og Fannefjord tunnelen i Møre og Romsdal er også startet opp.

Videre er Nappstraumen tunnel nesten ferdig. (Fjell-linjen i Oslo som også omfatter undersjøiske vegtunneler behandles ikke i denne artikkelen.)

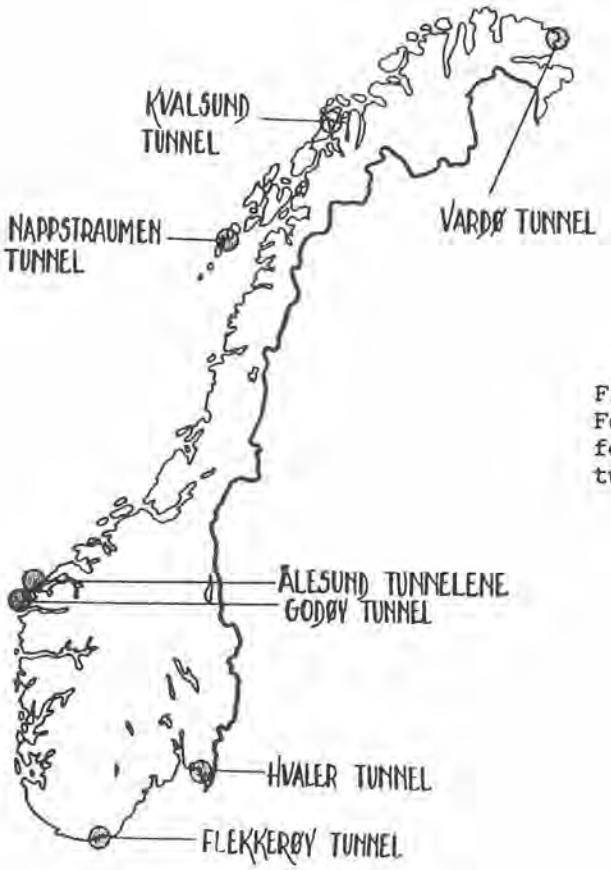


Fig. 1
Ferdige eller nesten ferdige undersjøiske tunneler i Norge

I denne artikkelen presenteres kostnader og utførte sikringsarbeider for tunnelene som er satt under trafikk, samt data for Nappstraumen tunnel. Nappstraumen tunnel har en del usikre data, og på kostnadssida er ikke Flekkerøy og Hvaler tunnelene helt avsluttet. Feilene må imidlertid regnes som små i den store sammenheng.

TUNNEL	LENGDE	STØRSTE DYBDE	MAKS STIGN.	TVERR SNITT
Hvaler	3.751 m	- 120 m	10,0 %	45 m^2
Flekkerøy	2.321 m	- 101 m	10,0 %	46 m^2
Godøy	3.835 m	- 153 m	10,0 %	48 m^2
Nappstraumen	1.776 m	- 60 m	8,0 %	55 m^2
Vardø	2.620 m	- 88 m	8,0 %	46 m^2
Kvalsund	1.530 m	- 56 m	8,0 %	43 m^2
Ellingsøy	3.481 m	- 140 m	8,5 %	68 m^2
Valderøy	4.176 m	- 137 m	8,0 %	68 m^2

Nappstraumen tunnel omfatter 2 felt samt ensidig g/s-veg. Ålesund tunnelene er 3-felts tunneler.

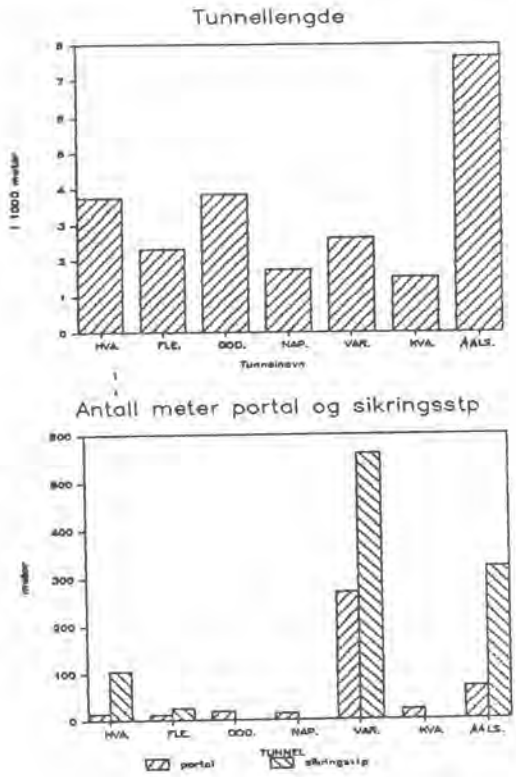


Fig. 2
Tunnellengde, samt antall meter støpt portal og sikrings-støp på utførte tunneler

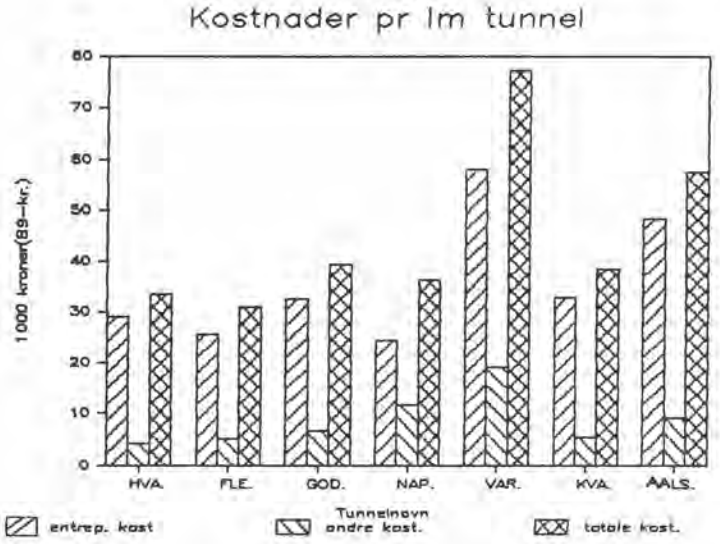


Fig. 3
Kostnader pr. m tunnel oppsplittet i delene: hovedentrepren. kostn., andre kostn. og totale kostn.

I fig 3 er vist kostnader for de omtalte tunnelene. Ellingsøy og Valderøy tunneler ble drevet under ett, og alle data for disse to tunnelene er slått sammen. Alle kostnadene er omregnet til 1989-kr. Kostnadene er delt i tre hovedkolonner. Kolonne nr 3 gir de totale kostnader på prosjektet. Kolonne nr 1 viser det som er utbetalt hovedentreprenør. Mens kolonne nr 2 omfatter byggherrekostnader, byggherrens egne arbeider, mva, prisstigning i byggeperioden og evt. andre entreprenører.

For de fleste prosjektene er ikke alle kostnader til planlegging og undersøkelse medtatt. Disse kostnadene kan muligens være opp til 2 000 til 3 000 kr pr m tunnel for enkelte prosjekt. Prosjektene omfatter ikke eller i svært liten grad noe vegbygging utenom forskjæringer.

Medtatt i prosjektene er også eventuelle forseringskostnader.

Som det går fram av figur 2 så er omfanget av portalstøping og sikringstøp (utenom sprøytebetong) svært variabelt mellom de forskjellige prosjekter. Spesielt stort omfang av utstøping og portal er det i Vardø-tunnelen. Med en kostnad på 20 000 til 40 000 kr pr m vil disse arbeidene slå sterkt ut på sluttkostnadene.

Totalkostnadene for prosjektene varierer fra ca 32 000 kr pr m for Flekkerøytunnelen til ca 78 000 kr pr m for Vardø-tunnelen. Kostnadene for de sist utførte prosjektene ligger vesentlig lavere enn de første prosjektene.

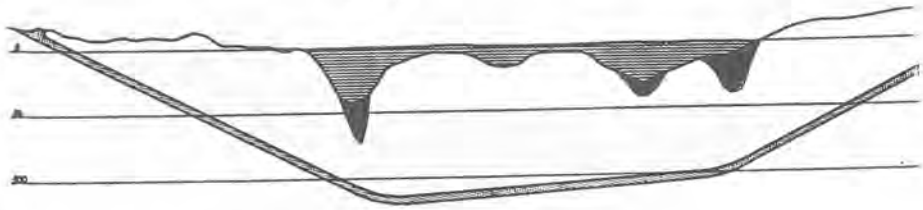


Fig. 4
Hvaler-tunnel l=3751 m, dybde= ÷ 120 m. Fjell- og løsmasseoverdekning er antydet på fig

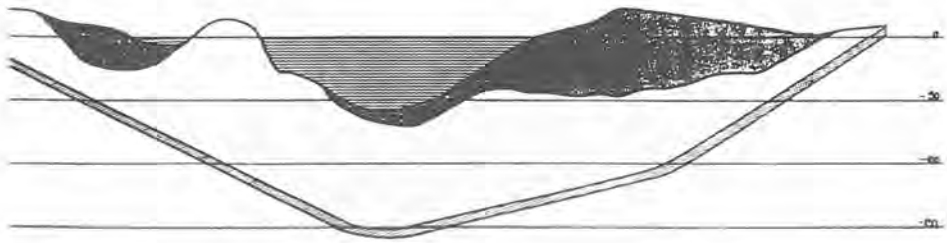


Fig. 5
Godøy-tunnel l=3835 m, dybde= ÷ 153 m. Fjell- og løsmasseoverdekning er antydet på fig

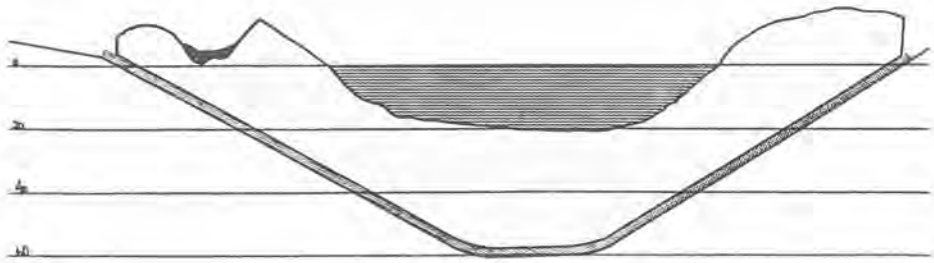


Fig. 6
Nappstraumen-tunnel l=1776 m, dybde= ÷ 60 m. Fjell- og løsmasseoverdekning er antydet på fig

UTVIKLINGSTREKK - UTFØRTE TUNNELER

Før en undersjøisk tunnel kan bygges, må det utføres betydelige geologiske undersøkelser. De gelogiske vurderingene vil være helt avgjørende for plassering av tunnelen i landskapet.

Utviklingen den senere tida er gått i retning av enklere og mindre omfattende undersøkelser enn tidligere. Undersøkelsene har ofte vært begrenset til geologisk kartlegging supplert med akustiske målinger og enkelte seismiske profiler. De noe enklere undersøkelsesprosedyrene synes ikke så langt å ha medført noe større problem for gjennomføringen av de enkelte prosjektene.

Byggetida for de enkelte prosjekt er blitt kortere og kortere med tida. I dag ligger det sannsynligvis ikke noen vesentlig gevinst i å korte ned byggetida, når en skal ta hensyn til en kvalitetsmessig utførelse av prosjektet.

Stabilitetssikring gjøres enten ved bolting evt. kombinert med nett og bånd, sprøytebetong eller full utstøping. I fig 7, 8 og 9 er vist forholdet mellom planlagt og utførte mengder. For Nappstraumen tunnel er tallene basert på delvis prognose for restarbeider.

Figurene viser at det er en trend til at det blir utstøpt mindre enn planlagt. Trenden for utstøping har vært markert for de siste prosjektene.

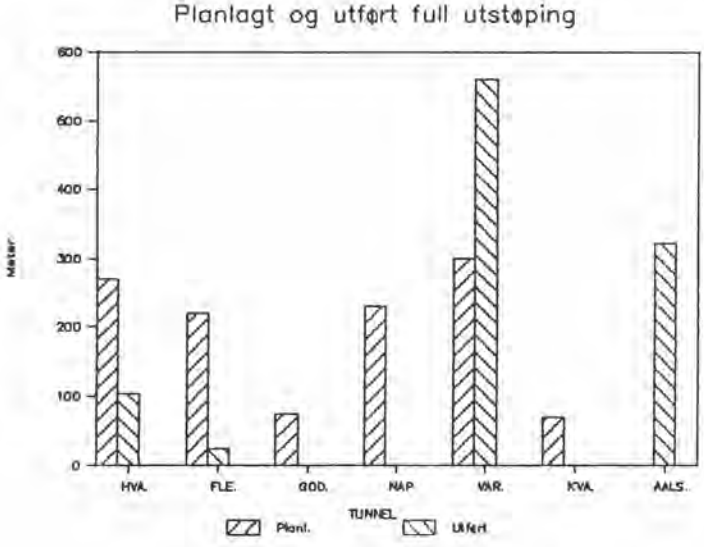


Fig. 7
Total sikrings-støp i meter

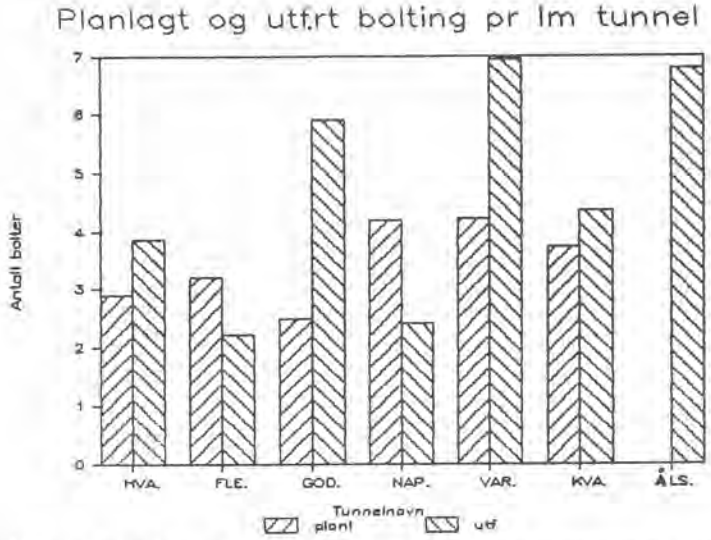


Fig. 8
Totalt antall sikringsbolter i stk pr meter tunnel

Bolting utgjør en vesentlig del av sikringen. Utførte volum er vist i fig 8, og som det går frem av figuren så karakteriseres spesielt Vardø, Ålesund og Godøy-tunnelen med et høyt antall bolter.

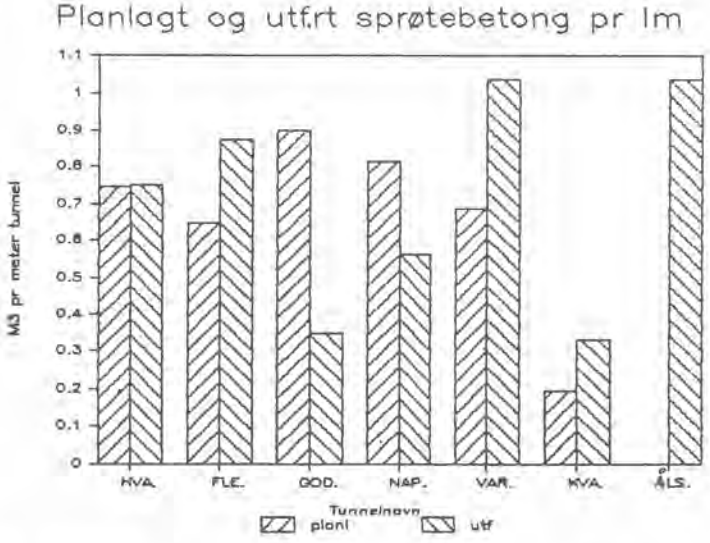


Fig. 9
Total mengde sprøytebetong i m^3 pr meter tunnel

For sprøytebetong har trenden vært at det sprøytes omtrent som planlagt eller i overkant, og opp til ca 1 m^3 sprøytebetong pr. meter tunnel.

Sprøytebetongen som ble nyttet i Vardø var C 25. Den ble kun nyttet til arbeidssikring. Denne kvaliteten er for dårlig. Det nyttes nå C 45 for all sprøyting under sjøvannsnivå.

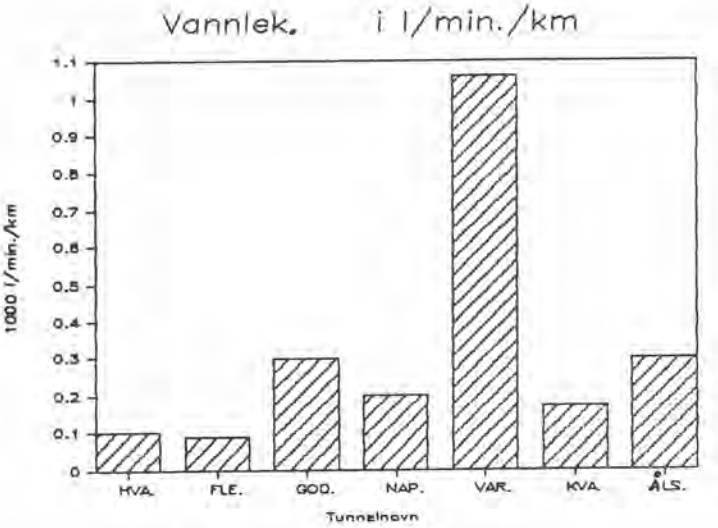


Fig. 10
Sluttlekasje i de enkelte tunneler i 1000 liter/ min./km

Vannlekkasje og behovet for vannsikring er svært vanskelig å fastlegge før under drift. Figur 10 viser sluttlekkasje ved trafikkåpning for de forskjellige tunneler. (Nappstraumen etter gj.slag). Dette kan sammenholdes med fig 11 som viser injisert mengde i kg pr m tunnel.

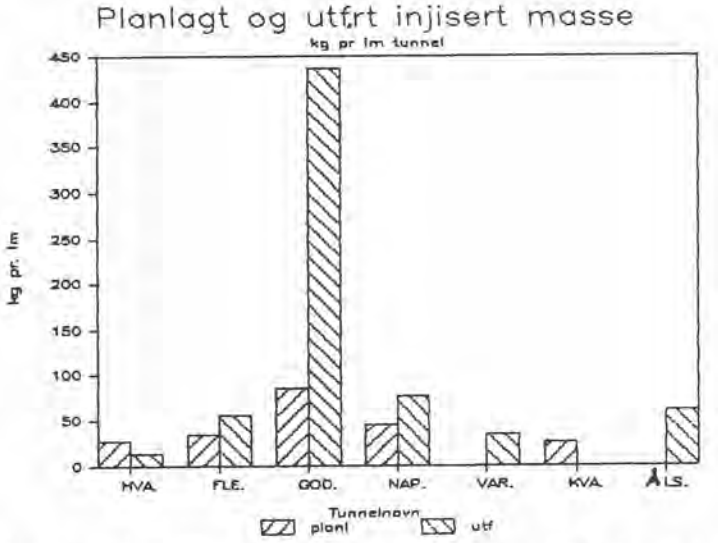


Fig. 11
Total injisert masse både på stuff og bak stuff i kg pr meter tunnel

Vardø-tunnelen er den tunnelen som har absolutt størst lekkasje av samtlige tunneler. Det ble ikke injisert i noe stort omfang i Vardø. Ålesund-tunnelene og Godøy-tunnelen følger deretter i vannlekkasje. Godøy-tunnelen er den tunnelen det er injisert desidert mest i. Omfanget av vannlekkasje er sannsynligvis svært bergartsavhengig. Videre spiller sprekkemønster og leirmineraler i sprekkesystemet en vesentlig rolle. I tillegg vil nok tilfeldigheter også være av en viss betydning.

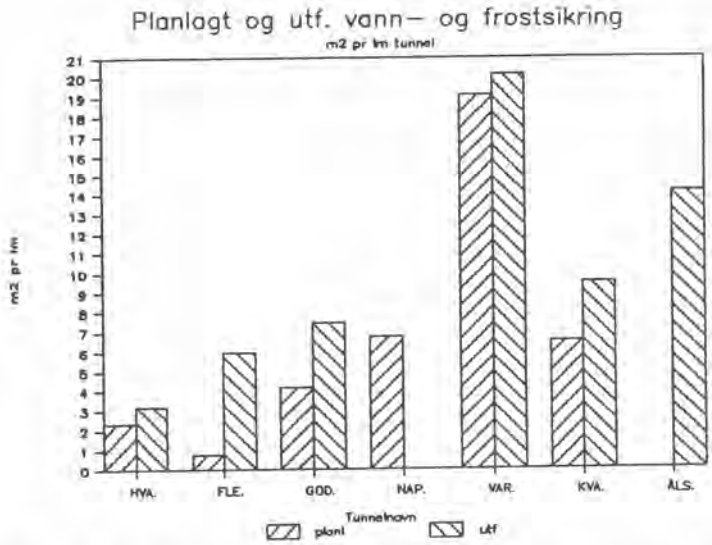


Fig. 12
Total mengde vann- og frost-sikring i m^2 pr meter tunnel. Det er ikke skilt mellom uisolert eller isolert hvelv

Fig. 12 viser omfanget av vann- og frostsikring. I Vardø-tunnelen er i det gjennomgående nyttet dobbelt platetak, mens i de andre tunnelene er det flere typer både isolert og uisolerte hvelv. Ålesund tunnelene er dessuten brannsikret med sprøytebetong utenpå PE-skum plater. Bortsett fra Vardø-tunnelen og Ålesund tunnelene synes det ikke å være noen klar sammenheng mellom total vannlekkasje og vann-sikringsmengde. Dette skyldes at i undersjøiske tunneler så legges det stor vekt på å hindre vanndrypp ned på kjørebanen. Med spredt vannlekkasje vil sikringsvolumet øke betydelig.

Valg av sikringsmetode og sikringsvolum kan til en viss grad være påvirket av prisene på de enkelte sikringsposter.

Alle plantall refererer seg til sikringsvolumet som var beregnet før anleggsstart, dvs. på anbudsstadiet.

VEDLIKEHOLD OG DRIFT

Drift og vedlikehold av Vardø-tunnelen er behandlet på tidligere fjellsprengningskonferanser.

Drifts- og vedlikeholdskostnadene de første årene var relativt høy pga. problemer med nødaggregat, pumper og algevekst i drenssystemet. Nedbrytning av lavkvalitet sprøytebetong (C 25) har foreløpig ikke hatt kostnadsmessige konsekvenser.

Etter et kostnadsnivå de første årene på godt over 500 000 kr/km pr år er disse nå brakt ned rundt 450 000 kr/km.

ÅLESUNDTUNNELENE

For Ålesund-tunnelene foreligger det resultat fra detaljert oppfølging i 1988. Fordelingen av 1988-kostnadene på hovedprosesser:

Hp 0 og 1	(Generelle driftsutgifter)	kr	527 000,-
Hp 4	(Drens- og pumpesystem)	"	308 000,-
Hp 7	(Lys-, vifte og servicesystem)	"	2.382 000,-
Hp 9	(Vinterkostnader)	"	33 000,-
	Sum	kr	3.250 000,-

Dette utgjør ca kr 420 000,- pr. km pr. år.

De tyngste kostnadskomponentene er:

Pr. 12.26 Drift av styringssentralen, kr 160 000,-.

Pr. 48.4 Drift og vedlikehold av pumpesystemet, kr 193 000,-.

Pr. 76.89 Drift og vedlikehold av lys i tunnelene, kr 1.112.000,-.

Pr. 76.88 Drift og vedlikehold av ventilasjonssystemet, kr 641 000,-.

Pr. 76.89 VHF, P-2 kabel, nødtelefoner, automatikk kr 177 000,-.

Pr. 79.9 Gen. inspeksjon og kontroll av installasjoner kr 223 000,-.

I en permanent driftsfase vil det også være riktig å bringe inn kostnadene for dekkefornyelse, økte problemer med drenssystemet, utskifting av teknisk utstyr etc.

Alt i alt regner vegkontoret med årlige kostnader på ca 8 mill kr for alle 3 tunnelene (inkl. Godøy-tunnelen), dvs. ca 700,- kr/m/år.

Når det gjelder beredskap er det nå et krav at det skal foreligge beredskapsplan for denne type tunneler.

I Ålesund har vaktsentralen ved brannvesenet ansvaret for alle overvåknings-, varslings- og formidlingstjenester i forbindelse med driften av tunnelsambandet.

Ålesund brannvesen skal dekke utrykningsberedskapen ved alle typer ulykker og uhell i tunnelene med unntak av ambulansetjenester og politioppgaver.

Vegvesenet har ansvaret for vedlikehold og drift av overvåknings- og varslingsutstyret.

ANDRE DRIFTSPROBLEM

Det mest spesielle problem i undersjøiske tunneler er algeveksten. Dette fenomen finnes både i Vardø-tunnelen, Valderøy-tunnelen og Hvaler-tunnelen. Algeveksten synes således å ha liten sammenheng med bergartstypen.

Erfaringene fra Vardø har vist at algene lever et spesielt liv, de vokser til et visst nivå før så å falle sammen og starter så ny vekst.

Hvis man har lekkasje av saltvann på vegbanen kan det også synes som om vegbanen blir glatt, muligens pga. alger.

Sprøytebetong brytes ned av gjennomstrømmende vann. Nedbrytningsprosessen går hurtigere med saltvann enn ferskvann. Sprøytebetong av dårlig kvalitet er mer utsatt enn betong med høy kvalitet.

Det settes derfor spesielle krav til sprøytebetong som benyttes i saltvannssonen i undersjøiske vegtunneler (C 45).

For å bedre kunnskapene om sprøytebetong's levetid spesielt i saltvannsmiljø har Vegdirektoratet nå igangsatt et større prosjekt basert både på laboriatorietester (akselererte) og undersøkelser/ oppfølging i eksisterende tunneler. Det er også gjort noen praktiske forsøk med bruk av galvanisert fiber, uten at det foreligger vesentlige resultater fra disse forsøkene ennå.

Korrosjon har til nå ikke medført noen større problemer i undersjøiske tunneler.

TRAFIKKMESSIGE FORHOLD

Når det gjelder utforming og trafikkteknisk drift av undersjøiske tunneler er det tre viktige forhold som har avgjørende betydning.

- Stigningsgrad og kurvatur
- Feltantall
- Sikkerhetsutrustning

Etterfølgende drøftes med henvisning til foreløpige bestemmelser i vegnormalene.

I normalforslaget heter det:

"Valg av stigningsgrad kan gjøres til en økonomisk beregning hvor også valg av forbikjøringsfelt kan være et interessant alternativ.

I tabellen er vist tillatte kombinasjoner av stigningsgrad og ÅDT.

Dersom minimum horisontal radius legges på strekning med maksimal stigningsgrad, skal maksimal stigningsgrad reduseres med 2%. Bruk av stigningsgrad over 8% eller valg av verdier som ikke tilfredsstiller kravene i tabellen skal alltid godkjennes i Vegdirktoratet.

ÅDT gjelder pr. tunnelrør. Dersom det legges inn et ekstra forbikjøringsfelt kan stigningsgraden økes med 2%, dog ikke utover 10%.

ÅDT	<1500	1500 -5000	>5000
Maks. stign.	10%	8%	6%

Vårt viktigste referanseobjekt er Ålesund-tunnelene. Disse har som kjent en maks. stigningsgrad på 8,5%.

En rekke hendelser i tunnelene indikerer at stigningene medvirker til for høy ulykkesfrekvens. Denne frekvensen kan pr. i dag regnes ut til å være ca 0,9 ulykker pr. mill vognkm i Ellingsøy-tunnelen. Dette er vesentlig høyere enn det som er vanlig for tunneler både her i landet og i utlandet.

Det er kjent fra tidligere at på veger generelt øker ulykkesfrekvensen med økende stign. grad, når denne er så høy som 6-8%. 70% av ulykkene skjer nedover bakke, og stor fart og/eller forbikjøring er den viktigste ulykkesårsak. Det må regnes med at dette forholdet også gjelder tunneler, kanskje i sterkere grad enn på veg i dagen.

Vegdirektoratet har akseptert 10% i tunneler med liten trafikk, der trafikken har en lokal karakter. Stigningene i disse tunnelene er heller ikke alt for lange. Utviklingen i disse tunnelene vil bli fulgt nøye.

Risikoen knyttet til stigninger henger bl.a sammen med et lavt trafikkavviklingsnivå og stort behov for forbikjøringer.

Som veiledende verdier anbefaler normalene at forbikjøringsfelt vurderes ved ÅDT > 3000 kjt på stamveger og ÅDT > 5000 på andre veger. Dette feltet skal etter normalenes bestemmelser anlegges når fartsreduksjonen for tungt kjøretøy blir 15 eller 20 km/t avhengig av vegtype.

De aller fleste undersjøiske tunneler vil tilhøre en vegtype som tilsier en kritisk fartsdifferanse på 20 km/t. Pga. vanskelige forbikjøringsforhold i tunneler bør derfor ÅDT > 3000 kjt også brukes på vanlige veger.

Nå er forholdet at kritisk fartsdifferanse også inntreffer i nedoverbakke i de bratte tunnelene. For ikke å få for lange køer med fare for hasardiøse forbikjøringer bør man derfor også vurdere forbikjøringsfelt i unnabakke i større grad enn tidligere. Erfaringene fra Ålesund tilsier dette. I praksis betyr dette at vi må bygge 2 to-felts tunneler.

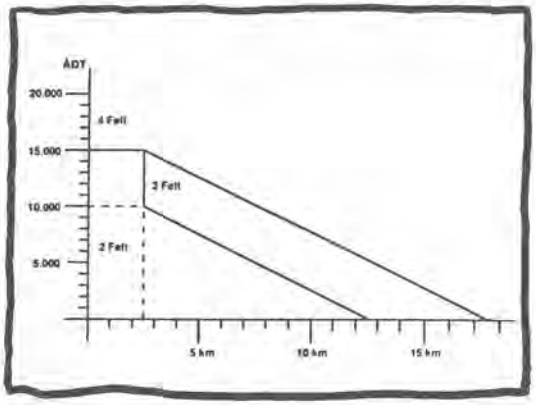


Fig. 13
Anbefalt felt-antall i.h.t foreløpige bestemmelser i vegnormalene

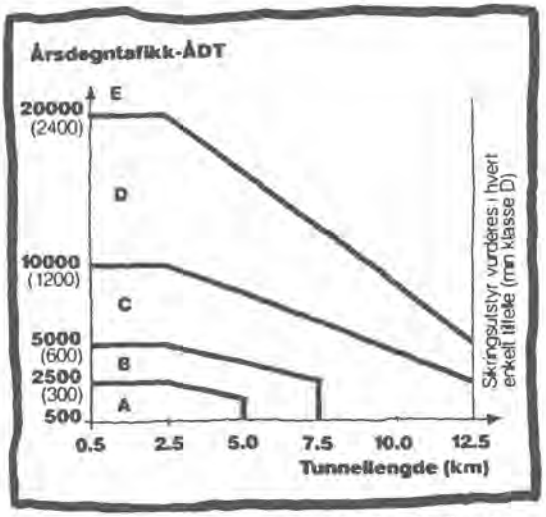
Antall felt blir imidlertid ikke bare bestemt ut fra kapasitetsbetraktninger. Sikkerheten, herunder muligheter for å rømme tunnelen er også bestemmende for antall felt. I fig 13 er vist forslag til feltantall avhengig av trafikkmengde og tunnellengde.

SIKKERHETSFAKTORER OG SIKKERHETSFØLELSER

Vardø-tunnelen og Ålesund-tunnelene brøt barrieren som var knyttet til den tekniske gjennomføringen av undersjøiske vegtunneler.

Det som nå først og fremst diskuteres er forhold som har med trafikkavvikling, sikkerhet og trafikkpsykologiske faktorer å gjøre.

I den sammenheng må vi konstatere at vårt erfaringsgrunnlag er spinkelt når det gjelder svært lange og bratte tunneler.



Tallene i parentes angir største timetrafikk for de enkelte risikoklasser.

Fig. 14
Definisjoner i h.h.t. foreløpige bestemmelser i vegnormalene

RISIKOKLASSER						
UTRUSTNING	A	B	C	D	E	
BELYSNING	●	●	●	●	●	BELYSNINGSNIVÅ, JFR. AVSN. TUNNELBELYSNING
RØMMINGSLYS		○	○	●	●	CA. 50 M AVSTAND
BRANNSLUKNINGS-APPARAT	●	●	●	●	●	KLASSE A, B: FOR HVER CA. 250 M. C,D: FOR HVER CA. 125 M. E: FOR HVER CA. 50 M
BRANNHYDRANT		○	○	○	○	VURDERES I SAMARBEID MED LOKALT BRANNVESEN
NØDTELEFON	○	●	●	●	●	KLASSE B: FOR HVER CA. 500 M C, D: FOR HVER CA. 250 M E: HVER CA. 100 M
GJENNOMGANGER MELLOM TUNNELRØR		○	●	●	●	CA. 250 M FOR GANGBARE OG CA. 750-1000 M FOR KJØRBARE
SNUNISJER	○	○	○	○	○	VURDERES AVHENGIG AV TUNNELLENGDE
SKILT SOM VISER NÆRMESTE NØDUTGANG/UTGANG	●	●	●	●	●	FOR HVER CA. 50 M, SAMT VED NØDSTASJON
INFORMASJONSTAVLER NÆR INNKJØRINGEN	○	●	●	●	●	JFR. AVSNITT TRAFIKKREGULERING OG TRAFIKKOVERVÅKING
VARIABLE TEKSTSKILT			○	●	●	"
TRAFIKKLYS FØR INNKJØRINGEN (RØDT BLINK)		○	●	●	●	STYRES AV CO-MÅLER ELLER AV TUNNELBETJENING
BOMMER FOR STENGING (MANUELLE)	○	●	●	●	●	AUTOMATISKE BOMMER VURDERES VED ÅDT OVER 20 000
HAVARILOMMER/MØTEPLASSER						JFR. AVSNITT TVERRSNITT
TV-OVERVÅKNING				○	○	VURDERES SPESIELT
RADIOSAMBAND REDNINGSKANAL	○	○	●	●	●	SYSTEMET SKAL KUNNE BRUKES TIL Å GI MELDINGER TIL TRAFIKANTENE
MOBILTELEFON	○	○	○	○	○	AVKLARES MED TELEVERKET
NØDSTRØMSFORSYNING	○	○	○	○	○	VURDERES SPESIELT
VARSLING AV HØYE KJØRETØY	○	○	○	○	○	BØR OGSÅ MONTERES DER TEKNISK UTSTYR (VENTILATOR, LYS, ETC.) ER LAVERE PLASSERT ENN 4,5 M OVER KJØREBANEN

Fig. 15
Krav til sikkerhetsutrustning fra foreløpige bestemmelser i vegnormalene

Krav til sikkerhetsutrustning er definert i vegnormalene. I normalene benyttes begrepet risikoklasse som bestemmes av tunnelens lengde og trafikkmengde. Nødvendig sikkerhetsutrustning i en tunnel er avhengig av hvilken risikoklasse tunnelen befinner seg i.

I figur 14 og 15 finner man hvilken sikkerhetsutrustning som kreves for de forskjellige risikoklasser. En fylt sirkel betyr at aktuell utrustning skal installeres. Åpen sirkel krever vurdering.

De retningslinjene man nå arbeider etter hindrer ikke realisering av gode prosjekter. Retningslinjene er dristigere enn alle de utenlandske normer vi kjenner til.

Det er likevel svært viktig ikke å gå så langt at vi risikerer å bygge tunneler som gir oss uakseptable sikkerhetsmessige og avviklingsmessige forhold. Dette kan bringe undersjøiske tunneler i vanry.

AKTUELLE PROSJEKTER 3 - 5 ÅR

Følgende prosjekter vil eller kan være under bygging de nærmeste årene.

Fylke	Tunnel	Lengde	Maks. dybde
Finnmark	Magerøy (Fatima)	6600	210
Troms	Maursundet	2300	95
	Tromsøysundet	3360	102
Sør-Trøndelag	Hitra - Frøya	4800	155
	Hitra - Fastlandet	5650	275
Møre & Romsd.	Fannefjorden	2730	105
	Freifjorden (Krifast)	5200	130
	Averøy	5850	245
	Nordøyvegen Haram	3500	107
	Eiksund	6500	315
	Hareid	13000	630
Hordaland	Sveio - Stord	10430	335
	Alt.: Bømlo - Føyno	3000	145
	Føyno - Sveio	6400	275
	Håkonshella - Bjorøy	1860	88
Rogaland	Byfjorden (Rennfast)	5700	220
	Mastrafjorden (Rennfast)	4300	130
Akershus - Buskerud	Indre Oslofjord	7400	130
Østfold - Vestfold	Ytre Oslofjord	14000	300

(Lista er sannsynligvis ikke komplett).

Det som karakteriserer flere av disse prosjektene er betydelig større tunnellengde, større dybde og større trafikk enn i tunnelene som hittil er bygd. Disse forholdene gjør det nødvendig fortsatt å diskutere og vurdere en rekke faktorer ved utforming av de aktuelle prosjekt.

VIKTIGE FAKTORER FRAMOVER

Når en skal vurdere fremtidige undersjøiske tunnelkonsept må det fokuseres på følgende forhold:

- Byggekostnadene kan fortsatt reduseres noe på enkelte felt.
- Vedlikeholdskostnadene må reduseres.
- Trafikantforhold må vektlegges mye sterkere.

TUNNELLENGDE I FRAMTIDIGE PROSJEKT

Tunnellengden vil ha betydning for alle tre ovenfornevnte forhold. Lengden fastlegges som regel på grunnlag av stigningsforhold og bergoverdekning. Dette gjelder spesielt minimums overdekning i kløfter el.lign. på bunnen av fjorden.

Overdekningen kan også ha betydning for vannlekasje i tunnelen. Erfaringene fra oversjøiske tunneler viser imidlertid at bergartstypen betyr vel så mye som overdekning (F.eks i Nordland der vegtunneler med opp til 1000 m overdekning i glimmerskifer ute ved kysten, lekker som en sil).

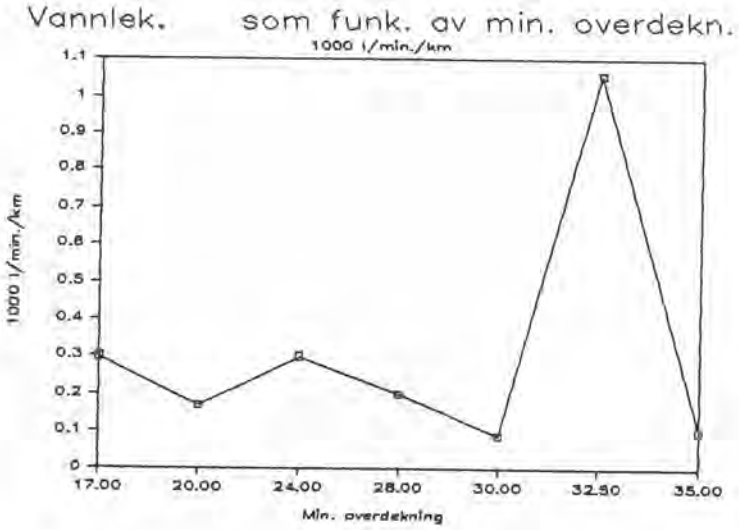


Fig. 16 Vannlekkasje som funksjon av bergoverdekning under sjøen for utførte tunneler. Lekkasje i 1000 liter/min./km. Overdekning i meter.

For å anskueliggjøre lekkasjeforholdene er det i fig. 16 plottet inn min. bergoverdekning under sjøen i den enkelte tunnel mot registrert total vannlekasje. Figuren gir indikasjoner på at lekasjen mer bestemmes ut fra bergartsforhold enn av overdekning. Dette er også klart registrert både i Hvaler-tunnelen og Nappstraum-tunnelen.

Injeksjonskostnadene i en undersjøisk tunnel kan bli betydelig. F.eks i Godøy-tunnelen var kostnadene over kr 2 000,- pr m tunnel. Sammenliknes dette med de årlige pumpekostnader (se Ålesund-tunnelene), så finner en raskt ut at injeksjon på mindre vann-lekasjer ikke er økonomisk lønnsomt.
Derfor vil bergoverdekningen sannsynligvis spille størst rolle i forbindelse med risikovurderinger og kostnadsvurderinger i byggeperioden.

Utvikling av forundersøkelser slik som skrå kjerneboring og bedre geofysiske metoder kan gjøre det mulig med "dristige" løsninger.

I den forbindelse kan nevnes at flere av dagens geofysiske metoder er under utvikling, både teoretisk og måleteknisk. Det er sannsynlig at man i løpet av et par år har tatt i bruk endel nye anvendte metoder:

- refraksjonsseismisk "overflatetomografi" (flere samtidige kabel-utlegg som kan gi tredimensjonale seismiske modeller)
- forbedrete seismiske signalanalyser
- resistivitetstomografi (elektriske motstandsmålinger i borhull, både fra land og på stuff)
- retningsdirektive radarmålinger/radartomografi (i borhull, helst på stuff)

Det vil sannsynligvis være mulig å utvikle resistivitetstomografi til en type standard undersøkelsesmetode foran stuff, som driverne selv ganske enkelt kan utføre i sonderborhull. Geofysiker kan kontaktes dersom målingene viser tegn til vesentlige driftshindrende fjell-forhold.

Felles for de "nye" metodene er at de med god oppløsning bedre kan gi opplysninger om svakhetssoners forløp, vanninnhold og innhold av leirmateriale. Seismisk signalanalyse vil bl.a kunne gi informasjoner om sprekketyper og avstander.

Det er imidlertid viktig at hvert enkelt prosjekt behandles spesielt, slik at risiko og konsekvenser blir meget nøye vurdert.

VALG AV FELTANTALL

Ut fra bl.a trafikksikkerhetsmessige forhold synes det som en bør vurdere fjerning av 1 x 3 felts-løsning og heller gå over til 2 x 2 felter. Kostnadsmessig vil dette medføre noe høyere drivekostnader, dyrere kjørebane og mer vannsikring, mens arbeidssikringen vil kunne reduseres. I fig. 17 er vist totale kostnader, samt kostnader til driving og sikring pr tunnel pr teoretisk m^3 over kjørebane. Som det går fram av figuren så utgjør driving og arbeidssikring ca 30 - 40% av totale kostnader. Kostnadsøkningen ved å gå over fra 1 x 3 til 2 x 2 trenger derfor ikke å utgjøre mer enn 10 - 20% total kostnadsøkning.

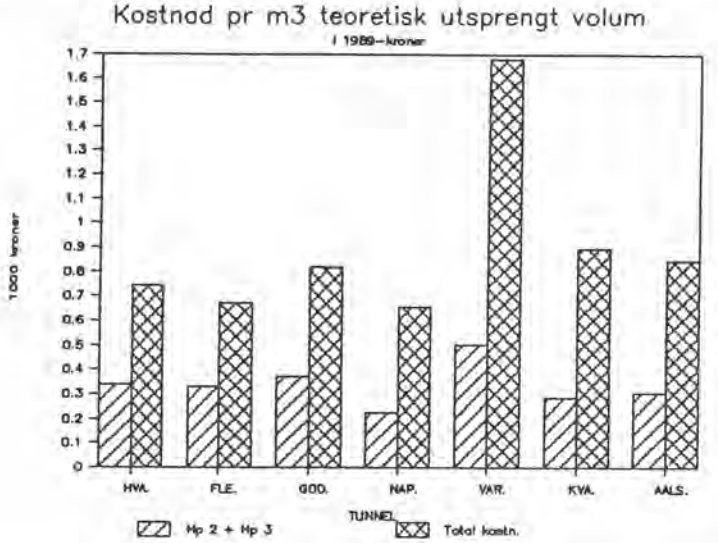


Fig. 17
Kostnader pr. m^3 teoretisk volum over kjørebane for de enkelte tunnelprosjektene. Kostnadene er splittet i totale kostnader og andel til hovedprosess 2 og 3 (sprenging, arbeidssikring og transport av tunnelmasser).

2 x 2 felter kan dessuten medføre redusert byggetid, samtidig som frostsikring, ventilasjon og annet sikkerhetsopplegg forenkles betydelig.

ANDRE FORHOLD

For å redusere utgiftene til el.kraft (der det betales for maks uttak) er det viktig å samkjøre mest mulig lys, ventilasjon og pumpeopplegg. I den forbindelse kan det være riktig å sprenge ut lagringsbrønn med kapasitet opp mot 4 - 5 dagers vanninnsig. Dermed kan pumping foretas i perioder når lys og ventilasjon er på et minimum i forbruk. Stor lagringskapasitet for lekkasjevann medfører også at reserveaggregat kan fjernes, reserve pumpeledning ikke må legges og pumpekapasiteten kan holdes på et minimum.

Ut fra gunstige lystekniske forhold bør det nyttes betongdekke i tunnelen og veggene i inngangssonene bør males hvite.

Kjørebanen må ha lengdefall og tverrfall slik at evt. lekkasjevann svært raskt renner ut, slik at kjøretøyene ikke blir kjørende i "saltlake".

I det hele tatt er det en rekke detaljer relatert til trafikkavvikling og følelse hos trafikanten som ennå ikke er ferdig utviklet. Her gjenstår fortsatt mye uløyd mark for interesserte tunnelbyggere.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1989
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

SKRED OG RAS. INNLEDNING TIL TEMAET

INTRODUCTION TO THE SESSION ON SLIDES

Nilmar Janbu, professor
Geoteknikk, NTH

SAMMENDRAG

Selv store skred kan utløses ved mindre byggetekniske inngrep i jordskorpens tilvante, nærmest uforstyrrede likevektsforhold. Eksempler er mindre fyllinger på skråningstopp, små utgravninger i foten av en skråning, eller massefortrengning og rystelser av jord, f.eks. ved peleramming.

På samme måte, kan ekstreme endringer i natur- og miljøkreftene være dråpen som får begeret til å flyte over, og dermed utløse ras. Ekstrem nedbør, ekstrem vannføring forbi, og grunnvann-strømming mot skråninger, samt øket jordskjelvintentsitet er typiske eksempler.

Fordi de geotekniske grunnprinsippene i menneskeinduserte og natur-induserte skred er de samme i de forskjellige jordarter vil en rekke eksempler fra begge kategorier danne rammen om denne generelle innledning.

SUMMARY

The basic geotechnical principles are the same for man-induced and nature-induced landslides. The man-induced slides have so far been studied more thouroughly than the nature-induced. In order to broaden our general knowledge about slides, several examples of both cathegories are discussed and compared herein.

INNLEDNING

Etter årsaksforholdene kan man inndele ras og skred i to hovedkategorier:

- ras forårsaket av byggetekniske inngrep
- skred utløst av naturkrefter

Det finnes både likhetspunkter og klare forskjeller innen disse gruppene. For å belyse forholdene skal det gis noen eksempler fra hver av de to kategoriene.

Av byggetekniske inngrep skal det skilles mellom belastning på grunnen med en fylling, og avlastning pga. en skjæring, og volumfortrengning og rystelser pga. peleramming.

De naturfenomener som utløser de fleste skred er erosjon og flom, sterke vedvarende regnperioder og jordskjelv. Eksempler skal omtales. Tilslutt skal flyteskred, kvikkleireras og bergskred vies litt oppmerksomhet.

FYLLINGER, ELLER PÅLAST PÅ JORD

Fig.1 viser et tverrsnitt gjennom en fylling på et hellende leirterreng. Et spenningssti-diagram, der begge styrketakene τ_f og s_u er innlagt, er også vist i figuren. Før pålast er likevektstilstanden merket med o = in situ tilstand. Umiddelbart etter oppfylling er korttidstilstanden merket med u = udrenert, mens langtidstilstanden er merket med d = drenert, som først inntrer flere år etter pålast.

Den drenerte tilstand er nesten aldri avgjørende, fordi den er mer stabil enn korttidstilstanden. Tilstand u er derfor den kritiske. Her må to muligheter vurderes, især hvis leiren er kontraktant:

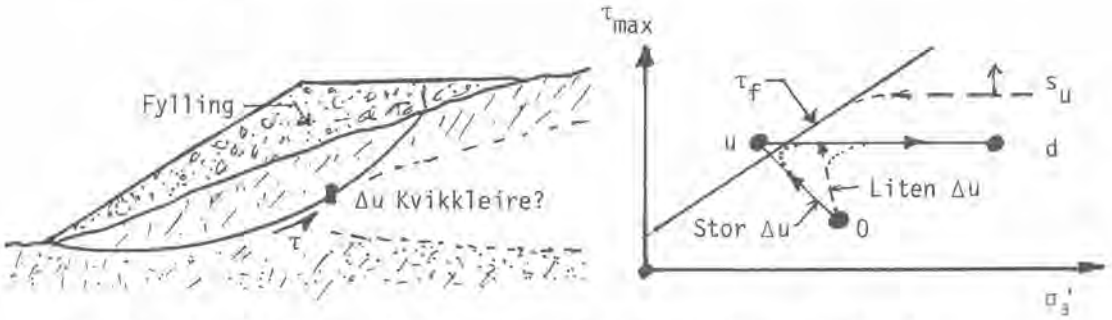


Fig.1. En fylling på leirterreng kan utløse et skred. Korttidstilstanden, merket u, er ugunstigst.

- En totalspenningsanalyse, der s_u er knyttet til prekonsolideringen p'_c ved $s_u = \alpha_u(p'_c+a)$ hvor f.eks. α_u = 0,20 til 0,25. De aktuelle s_u-verdiene må være bestemt ved treaksial forsøk som dekker aktuelle spenningsområder.

- En effektivspenningsanalyse med beregnede poretrykkstilvekster $\Delta u = \Delta\sigma_m - D\Delta\sigma_d$, ut fra total middelspenningstilvekst $\Delta\sigma_m$ og maksimal deviatorendring $\Delta\sigma_d$.

Skråningen er stabil bare dersom punktet u ligger under begge styrketak. Men det viktigste av de to kravene er effektivspenningskravet.

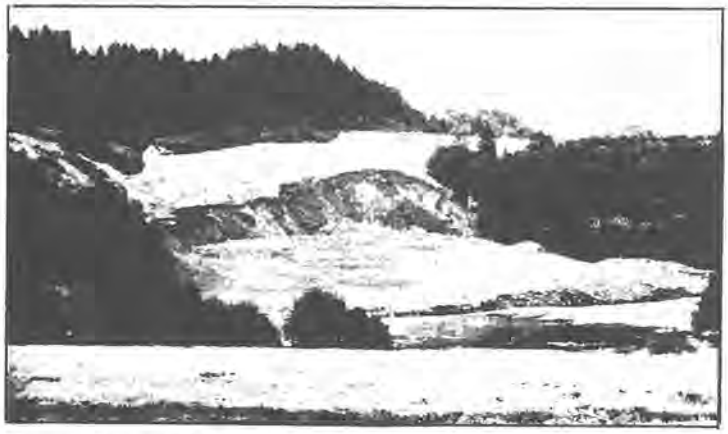


Fig.2. Kroppanraset i august i 1972. Vegfyllingen for E6 sør var under oppføring.

Dette ble tydelig demonstrert ved Kroppanraset 15.8.1972, da en veifylling på overkonsolidert leire skled ut under oppføringen. Dimensjoneringen var foretatt på s_u-basis med F_u = 1,4, ut fra vingeborfastheten s_{uv}. Effektivspenningsanalysen, etter raset, ga imidlertid F = 1,0. Raset avdekket heldigvis ingen kvikkleire i bakkanten. Kroppanraset er beskrevet i detalj av Janbu, Kjekstad og Senneset, 1977.

SKJÆRINGER - ELLER AVLASTNING AV JORD

Fig.3 viser et tverrsnitt gjennom en skjæring i et leirterreng. Spenningsstien for et likevektselement i skjærflaten er også angitt i figuren. Den udrenerte tilstanden (u) er aldri kritisk fordi avlastningen og svellingen har ført til sug i porevannet. Effektivspenningene er derfor kunstig høye like etter utgravningen. Udrenert styrke er tilsvarende kunstig høy.

Men sug er ikke stabilt, det reduseres med tiden, ofte 5 til 10 ganger så fort som vanlig konsolidering. Derfor er det langtidstilstanden som er den kritiske, punkt (d) i fig.2. Hvis suget var så stort at stien u-d passerer τ_f-linjen så vil et ras kunne

gå en tid etterat skjæringen er foretatt. Det har man ofte fått bekreftet ved ras i unge og gamle skjæringer. To tilfeller kan nevnes:

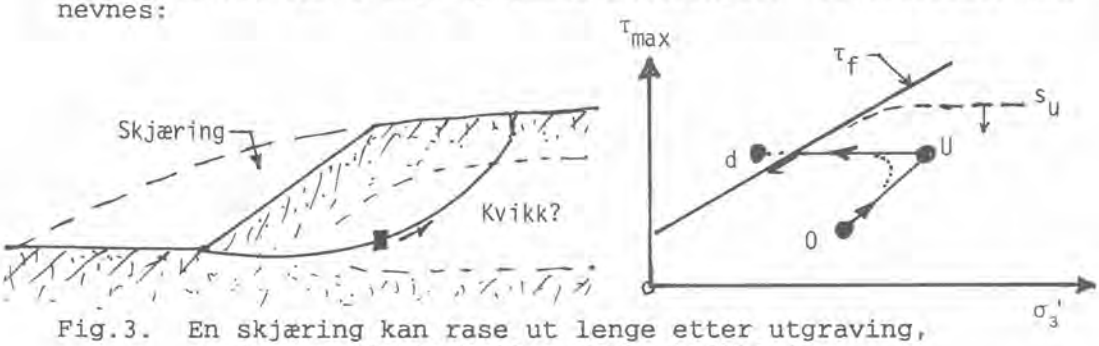


Fig.3. En skjæring kan rase ut lenge etter utgraving, og i ugunstigste fall avdekke kvikkleire.

Raset i Lodalen i 1954 gikk i en årtier gammel skjæring, mens de mange rasene langs Kimola-kanalen i 1960-årene gikk uker eller måneder etter utgravningen var foretatt.

Raset i den overkonsoliderte lite sensitive Lodalsleiren ga sikkerhet ca.1,0 både på effektivspenningsbasis og på totalspenningsbasis med vingeborstyrke målt etter raset. Raset avdekket ingen kvikkleire, eller sterkt sensitive jordarter (Sevaldson, 1955), fig.4.

Fig.4. Monolittisk utglidning i en gammel leirskjæring i Lodalen i 1954. Foto NGI-publ. nr.24.

Raset i Lodalen etterlot seg en høy, bratt bakkant. Dette bratthenget "kalvet" to dager senere, ved at en mindre skalk sank ned et par meter før det fant støtte mot rasmassene. Skalken kan sees på fotoet, fig.4. Kalvingsmekanismen vil bli omtalt senere.

Skjæringene i Kimola kanal var forhåndsdimensjonert for en byggetilstandssikkerhet på F_u = 1,5 med vingeborstyrken som basis.

Etteranalysen viste imidlertid at på effektivspenningsbasis var F = 1,0 (Kankare, 1969). Mesteparten av de ca.50 ras langs Kimolakanalen ble utløst i forbindelse med sterke nedbørsperioder. Det må antas at nedbøren har påskyndet rasene som ellers ville ha kommet noe senere.

Fig.5. Ras i en måneder gammel skjæring i Kimolakanalen. Fotoet viser tydelig den retrogressive bruddmekanismen. Foto etter Kankare, 1969.

Ved enkelte av rasene i Kimola ble linser av mer sensitiv leire avdekket, og der fikk man ifølge fotos en suksessiv, bakovergripende (retrogressiv) skredvirksomhet etter initialraset. Som vanlig er det bare initialraset som har verdi for en etteranalyse.

PELERAMMING. VANDRENDE POREOVERTRYKK

Vandrende poretrykksfronter mot ubeskyttede skråninger har ofte utløst lokale ras både over og under vann, f.eks. i marbakker i strandsonene.

Fig.6 viser to mulige årsaker til vandrende poreovertrykk pga. byggetekniske inngrep. Ubeskyttede siltskråninger i marbakker er ofte dekket av et tettere slamlag, og det forsterker muligheten for opphoping av poreovertrykk, slik at overflateras lett kan utløses. Hvis slike ras avdekker kvikkleire, eller løs finsand og silt, kan etterrasene utvikle seg til større skred.

Personlig kjenner jeg til to tilfeller der skråninger mot vann/-sjø har rast ut noen timer etterat peleramningen for dagen ble avsluttet. Tidsforsinkelsen mellom avsluttet peling og utrasning angir den tid det har tatt for poretrykksfronten til å nå skråningen.

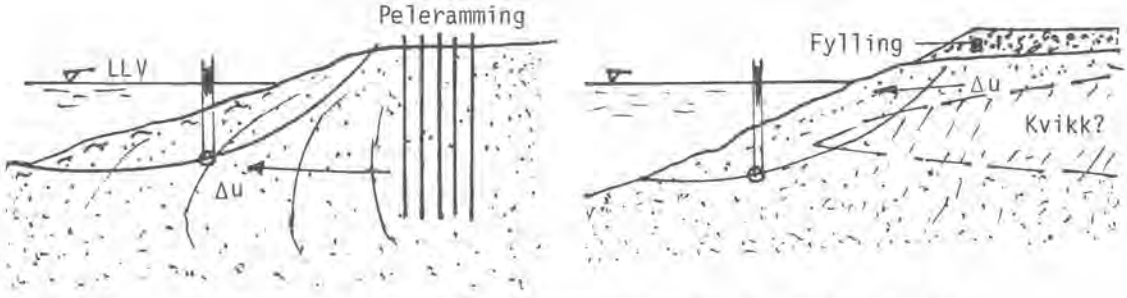


Fig.6. Poreovertrykk som vandrer mot ubeskyttede, slamdekkede skråninger kan utløse ras.

Fyllinger nær en vannkant eller en strandsone kan i prinsippet virke likedan. Det er ikke utenkelig at denne mekanismen gikk forut for initialraset av fyllingen mot vannet Botnen i Rissa. Det var et slikt fyllingsras som startet den retrogressive bruddutviklingen av Rissaraset den 28.4.1978.

In situ målinger har bekreftet at poreovertrykket vandrer fra fyllingsmidte og utover til sidene, slik at maksimalt poreovertrykk utenfor fyllingen inntrer en tid etterat tilleggslasten er påført fyllingen. En slik effekt ble eksempelvis målt ved prøvefyllingen for Tautraprosjektet.

EROSJONSRAS

De store skredene i naturen starter ofte som et mindre førsteras, initialraset. I de fleste tilfeller på land er initialraset forårsaket av erosjon i et bekkefar (Skjeldstadmark 1963) eller i en sving i en større elv (Verdalen 1893), fig.7. Når et initialras først er gått er den igjenstående bakkant av raset blitt utsatt for en avlastning med tap av sidestøtte. Tilstanden er som ved en skjæring, se punkt ($\bar{u}$) på stien i fig.3.

Fig.7. Et initialras, utløst av erosjon, kan starte en større, retrogressiv skredvirksomhet i kvikkleire og mettet silt

Hvis bakkanten er mindre enn 4-5 m høy og raset ikke har blottlagt bløtere og mer sensitiv leire, kan det hele bli en lokal sak, som dessuten kan stabiliseres mekanisk ved å endre topografien.

Er derimot bakkanten høy nok, og har blottlagt mettet silt og/eller kvikkleire er sannsynligheten sterkt tilstede for en suksessiv bakovergripende skredvirksomhet som først stopper opp etterat den nye bakkanten er stabil pga. mindre overhøyde og/-eller fastere jordlag.

REGNVÆRSRAS

Den mest internasjonale av alle skredårsaker er langvarige sterke regnperioder, eller andre naturfenomener som fører til statistisk sett særdeles høye poretrykk i forhold til gjennomsnittstilstanden. I Hong Kong området f.eks. er det en meget god korrelasjon mellom rasfrekvens og langvarige, intense regnperioder (Brand 1981). I den internasjonale litteratur finnes det svært mye om regninduserte ras. I vårt eget land har dette vært altfor lite påaktet hittil.

Mekanismen som fører til slike regninduserte ras er skissert i fig.8. Når poretrykket stiger beveger den kritiske likevekt (RE) seg mot styrketaket (τ_f). Når likevektskurven RE har nådd styrketaket τ_f er fare for ras tilstede, F = 1.0.

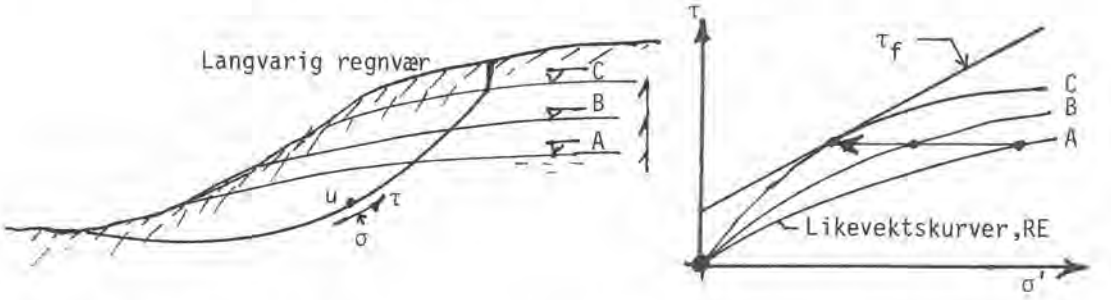


Fig.8. Ekstreme poretrykk pga. langvarig, intenst regnvær utløser ofte ras i skråninger av alle slags jordarter.

Omfanget og konsekvensene av slike regninduserte ras i skråninger er i prinsippet uavhengig av jordartstype. De kan like gjerne skje i grove masser og forvitrede bergarter som i finere jordarter som silt og leire. I alle slike tilfeller hjelper det ikke at man har et gitt "s_u-tak" med tilsvarende totalsikkerhet, sogar mye større enn 1,0. Rasvolum og topografi er avgjørende for graden av ødeleggelse, ikke minst i "unnarennet".

Et uhyggelig tilfelle av et regninduserte ras er Skei-raset i Surnadal midtvinters i 1981 (Grande,Janbu, 1981). Raset gikk i en komprimert vegfylling. To mennesker ble drept. Beregningene

viser at poretrykket må ha vært litt over hydrostatisk fra terreng, med tilsvarende store utadrettede gradienter. Hva vinterras angår vises ellers til Jarle Nestvolds foredrag i denne samme sesjonen.

JORDSKJELVSKRED

I seismisk aktive områder vil jordskjelv ofte forårsake skred, eller utløse initiale brudd som så kan videreforplante seg lenge etterat hovedskjelvet er over. Et eksempel på et jordskjelvindusert brudd er vist i fig.9, der oppstrømssiden av en dam skled ut i bassenget. Årsaken er todelt. For det første en horisontalkraft som er utadrettet fra skråningen, og dernest en poretrykksøkning som gradvis bygger seg opp i løpet av skjelvet.

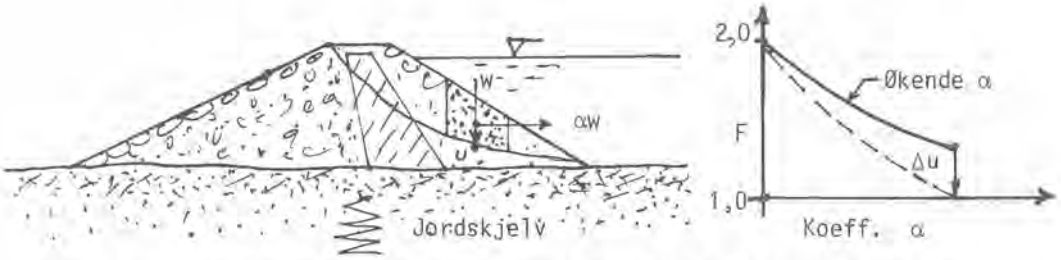


Fig. 9. Oppstrøms side av Lower San Fernando Dam raste ut etter jordskjelvet i Los Angeles i februar i 1971.

Store jordskjelv vil føre til at mettede silt-, sand og gruslag kan bli helt flytende pga. høye poreovertrykk. Der hvor slike lag ligger i hellende terreng kan det føre til stor skredvirksomhet. I flatt sandterreng kan effekten av jordskjelvet bli at lette kjellere flyter opp pga. oppdrift, og tunge gjenstander synker med pga. manglende bæreevne. Et velkjent foto fra Niigata skjelvet i 1964 viser begge effektene samtidig, fig.10

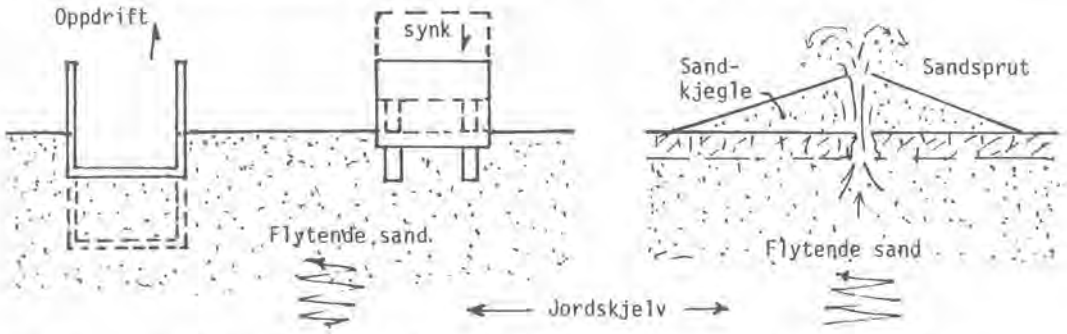


Fig.10. Jordskjelv kan føre til at mettet sand og silt blir helt flytende, slik at lette kjellere flyter opp pga. oppdrift, mens tunge kjøretøy synker ned.

Fig.11. Sandkjegler på nedstrømssiden av Lower San Fernando Dam. Foto etter Seed et al. 1973.

Hvis sandlaget er dekket av fast tørrskorpe, som sprekker under skjelvet, kan flytende sand og vann sprute opp av sprekkene og danne "vulkanske kratere" på overflaten, fig.10 og 11. Slike sandkjegler ble dannet på nedstrømssiden av Lower San Fernando Dam under jordskjelvet i 1971, noe jeg fikk bekreftet ved selvsyn under dambefaringen etter skjelvet. Like i nærheten kunne man se "sinkholes", dvs. at jordskorpen hadde falt ned i det tomrom som de oppsprutede sandmassene etterlot seg.

FLYTESKRED UNDER VANN

Det eldste flyteskred man vet om hertillands skjedde i Trondheimsfjorden i 1888. (Skaven-Haug, 1955). Store deler av sjøbunnen må ha vært i bevegelse i "flytende tilstand" utover mot Munkholmen. Flere meter av fyllmassene på Brattøra ytterst mot fjorden gikk også med i raset, inklusiv deler av jernbanesporet, Fig.12.

Det mest karakteristiske trekk ved flyteskredet i 1888 var den enorme flodbølgen som etter sigende først oppsto midt ute i fjorden mellom Brattøra og Munkholmen.

To andre ras i Trondheimsfjorden er også kjente, ett i Orklafjorden i 1930, og ett i Ilsvika i Trondheim i 1950. Disse rasene berørte strandlinjen i liten grad, sett i forhold til de store masser som har beveget seg over utstrakte områder på sjøbunnen.

Fig.12. Rasstedet på Brattøra i Trondheim, fotofrafert 25. og 26. april 1888. Etter Skaven-Haug, 1955

Det største flyteskred man overhodet vet om skjedde imidlertid på New Foundlandsbankene i 1929. Skredvirksomheten er beskrevet av Terzaghi i Teknisk Ukeblad, og er gjengitt i NGI publ.nr.25. Skredet ble utløst av et jordskjelv, og flere transatlantiske kabler ble brutt.

Flyteskred har det til felles med kvikkleireskred at den utløsende årsak kan være meget minimal i forhold til de enorme størrelser av skredene. Og etterpå er det ofte meget vanskelig å utpeke entydig en "syndebukk", unntatt kanskje registrerte jordskjelv.

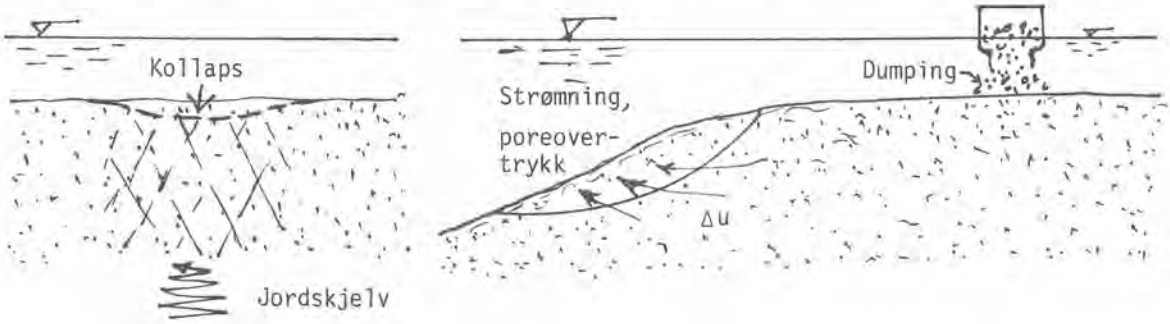


Fig.13. Årsakene til flyteskred kan ofte være marginale, slik som små skjelv, vandrende poreovertrykk, og mindre rystelser etter massedumping.

Virkningen av jordskjelv undervanns fører også til flytende sandmasser, slik man har lang erfaring for på land. Løs sand får et momentant kollaps av kornstrukturen, slik at sandkornene flyter i sitt eget porevann, fig.13. Denne kollapsmekanismen forplanter seg med lydens hastighet til å starte med, dvs. ca.500 km/time, og avtar så gradvis utover fra startstedet. Dette muliggjør en spredning på flere hundre km i løpet av et par timer, slik som på New Foundlandsbankene i 1929, og det sogar på omtrent flat bunn, med en helning på ca. 1:50.

Andre årsaker til flyteskred under vann kan være vandrende pore-overtrykk mot lokalt steilere partier på sjøbunnen, slik som en marbakke. Eller det kan dumpes masse på sjøbunnen på ugunstig sted. Rasmasser fra land kan også falle ned på eller skyves ut på flyteskredfarlig grunn.

KVIKKLEIRERAS

Store kvikkleireras blir nesten alltid startet av mindre monolittiske initialras. Deretter forplanter raset seg gradvis bakover ved påfølgende delras, fig.14. Rissaraset er et typisk eksempel, Grande (1978). Furre-raset i Namsen i 1959 er et annet.

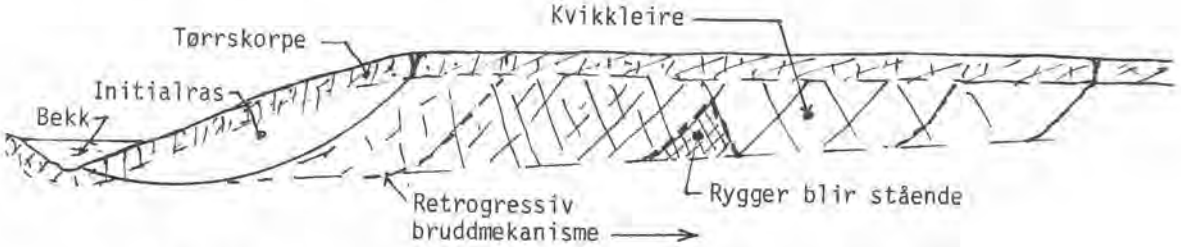


Fig.14. Kvikkleireskred starter med et initialras, og etterfølges av en retrogressiv bruddmekanisme. Skarpe rygger finns ofte i gropen.

Det er bare initialraset som lar seg analysere vha. vanlige stabilitetsanalyser der likevekten av monolittiske legemer bestemmes og vurderes i forhold til styrken. Den retrogressive bruddmekanismen har andre aspekter ved seg som er meget viktig å studere. Det er slike ting som:

- Bruddmekanisme
- Hastighet av rasmasse
- Kalving av høye bakkanter
- Skredgeometri

Hvert av disse 4 punktene vil bli meget kort beskrevet, slik vi oppfatter dem idag.

Bruddmekanisme

Etterat inititalraset er gått er leiren blitt avlastet, og det har oppstått sug i rasmælen. Dette gir en kunstig styrke som avtar med svelling og utligning av suget. Rasmælen vil derfor "betenke seg en stund" før tørrskorpen sprekker opp og det første etterras utløses. Jo høyere og steilere den gjenstående rasmæl i kvikkleire blir, dess mindre blir betenkningstiden. Ved en viss høyde vil hele den bakenforliggende leirmassen få et sjokkartet vertikalt kollaps slik at kvikkleiren under tørrskorpen ligner på en tung veske uten skjærmotstand på noen av sidekantene i de

kritiske, rhombiske bruddlementene. Den tid det nå tar å tømme bassenget er lik den tid det tar for den tunge vesken å renne ut av skredporten. Denne sekvens av bruddforløp kan man få bekreftet i detalj ved å studere Rissafilmen.

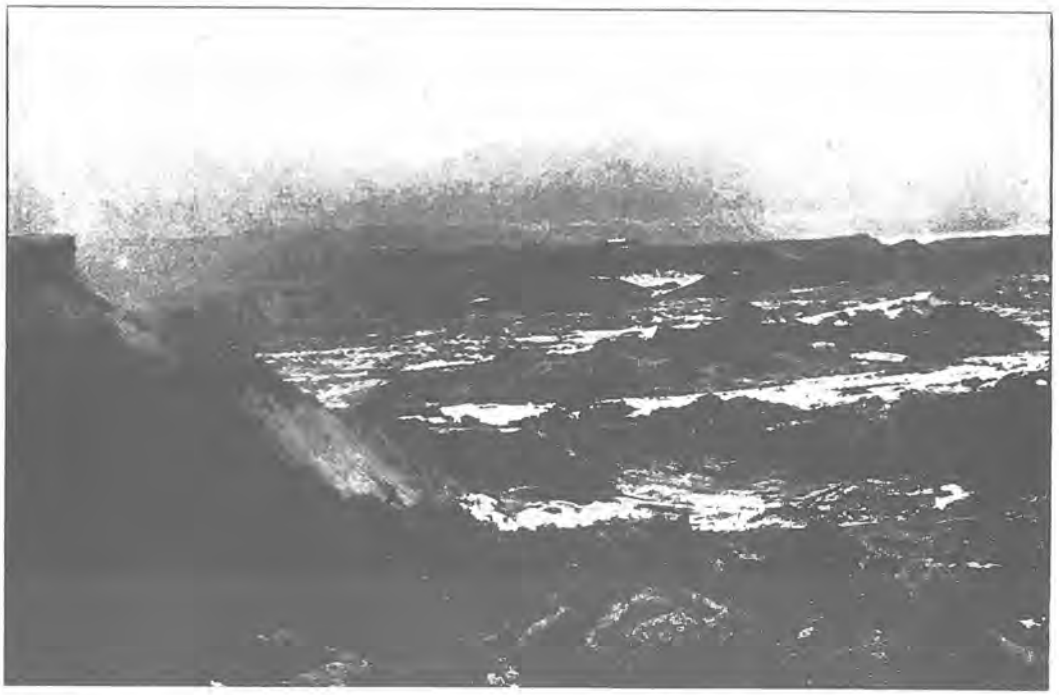


Fig.15. De skarpe ryggene i rasgropen i Verdalen viser klart den retrogressive bruddmekanismen på de mange skråplan. Foto av 22.mai 1893, etter Verdal Turistforening (1949)

Hastighet av rasmassene

Ved Rissaraset ble hastigheten av rasmassene vurdert til ca.25 a 30 km/time ut fra bevegelsen av hus og trær slik de ble filmet. Slike hastigheter må selvfølgelig ha en logisk forklaring, forankret i grunnlaget for potentiell og kinetisk energi.

Fig.16 viser en steil raskant av høyde H, og med en antatt vertikalsprekk noen meter i bakkant. Det avgrensede, skyggelagte legemet har massen m med tyngdepunkt i avstand h fra horisontalplanet. I denne situasjonen er potentiell energi (av massepunktet) lik mgh. Antas at legemet er flytende (uten skjærmotstand) vil massepunktet ha en vertikal hasthet lik v_V når det treffer rasbunnen. Dermed er potensialenergien mgh transformert til kinetisk energi $\frac{1}{2} mv_V^2$ hvorav $v_V = \sqrt{2gh}$ når fallet antas uten energitap. I realiteten er $v_V = \sqrt{2gh\eta_V}$ der $\eta_V < 1$.

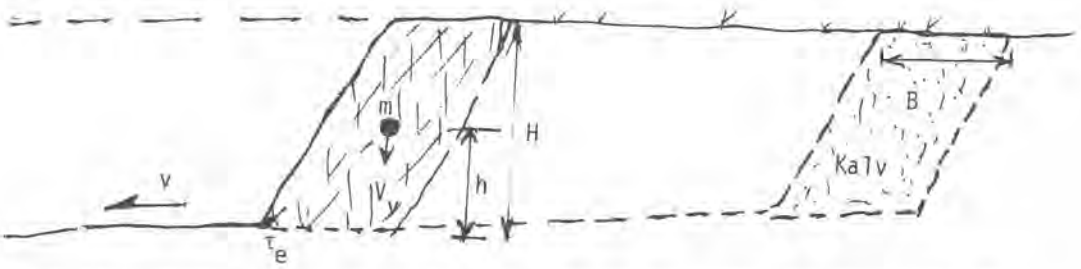


Fig.16. Hastigheten v av rasmassene forårsakes av vertikalfall av massen m som på forhånd er gjort flytende ved sjokkbølgen pga. mistet sidestøtte. (Ved tå er $\tau_e = \frac{1}{2}\gamma H >$ 100 kPa >> s_u = 10–30 kPa.)

Når massepunktet treffer bunnen må hastigheten endres 90° for at massen kan ta veien ut av skredporten. Dermed tapes energi og $v_h = v < V_v$, f.eks. $v = \eta V_v$ der $\eta < 1$.

Siden 2h ≡ H kan man bruke følgende enkle overslagsformel for horisontal hastighet av de flytende rasmassene

$$v = \eta \sqrt{gH}$$

når den resulterende tapskoeffisienten $\eta = \eta_h \sqrt{\eta_v}$.

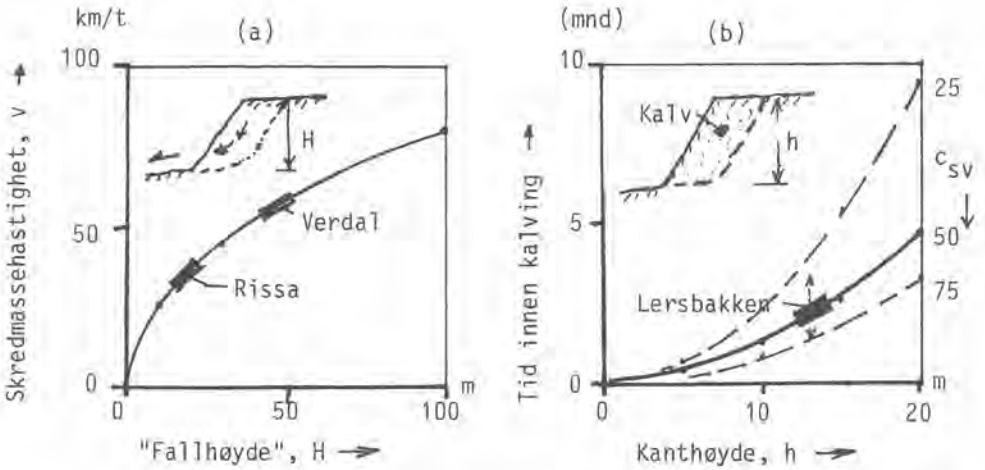


Fig.17. (a) Hastighet av rasmassene i et kvikkleireskred, km/time og
(b) tid mellom hovedskred og kalving i bakkant, i måneder

F.eks. hvis H = 10-20 m vil v bli 25 til 35 km/time når $\eta = 0,7$. Dette dekker Rissarasets observasjoner, og det innebærer at massen var en tung væske ($\tau=0$, $\eta = 0,7$) allerede før den faller rett ned, slik man faktisk så i Rissa. Ved Verdalsraset i 1893, der H = 55 m, kunne hastigheten av rasmassene vært rundt 60 km/time. Se ellers fig.17a.

Kalving

Retrogressive kvikkleireskred stopper gjerne opp når raskanten er kun få meter, og bestående av fastere masser, slik som tørrskorpe. Men undertiden kan samspillet mellom terreng, topografi og fastere leire gjøre at raset stopper opp midlertidig med høye, bratte bakkanter opptil 10-15 m. Et slikt eksempel er raset i Lersbakken (Nestvold, 1989) der raskanten var 13-14 m.

Disse høye raskanter er midlertidig stabile bare pga. sug, som har gitt leiren et kunstig, udrenert styrketillegg på

$$\Delta s_u \approx 0,1\gamma H$$

For H = 14 m og γ = 20 kN/m³ blir Δs_u ~ 28kPa. Leiren hadde en s_u = 35-40 kPa i rasbunnen. Med 14 m raskant kreves en likevekts skjæringsspenning på $\tau_e \geq \gamma H/5$ = 56 kPa. Dette er høyere enn s_u, og bruddet burde ha fortsatt, men $s_u+\Delta s_u$ = (35-40)+28 = 63-68 kPa og det er større enn τ_e = 56 kPa. Altså stopper raset opp pga. sugeeffekten. Men forsvinner anslagsvis halve sugeeffekten blir $s_u + \frac{1}{2}\Delta s_u < 54$ kPa $< \tau_e$ og raset kan fortsette ved at bakkanten "kalver".

Den tid som medgår før kalvingen skjer er ca.

$$t - 0,2\,\frac{B^2}{C_{sw}} \approx \frac{H^2}{20C_{sw}}$$

når det antas at 50% av suget skal bort, og B = H/2 = bredden av kalven, fig.16. Svellekoeffisienten er 5 til 10 ganger c_v og ligger altså i området 50-100 m²/år for norske leirer. Antas C_{sw} = 75 m²/år og H = 14 m blir t = 0,13 år eller 6-7 uker. I den tid som er medgått siden raset i Lersbakken sist vinter har bakkanten kalvet flere ganger. Kalvingen vil stoppe opp når høyden i bakkanten blir mindre enn 4 à 5 s_u/γ, der s_u ikke inneholder sugeeffekt, dvs. når H er mindre enn ca. 7 m, hvis ikke bløtere leire ligger lenger bak.

Skredgropgeometri

I et oppriss gjennnom en rasgrop i et stort kvikkleireskred vil tykkelsen av utrast masse ofte være meget liten i forhold til lengden av rasgropen, se fig.18.

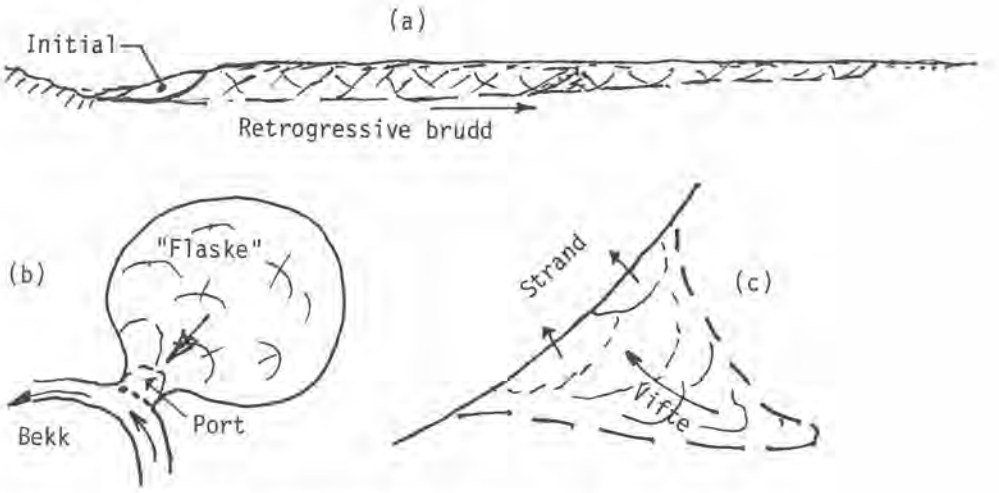


Fig.18. (a) Snitt gjennom en rasgrop i kvikkleire,
(b) flaskehalsskred sett fra luften og
(c) vifteskred mot en strandlinje

Sett ovenfra vil man i hovedsak kunne skille mellom to vesensforskjellige former. Når initialtraset går mot et bekkefar, kan den retrogressive mekanismen forplante seg bakover i en nærmest sirkulær form, og rasmassene (den tunge væsken) renner ut i bekkefaret gjennom en trang port. Slike gamle flaskehals-skred groper kan man se i terrenget fra fly, fig.18b. Skredet ved Borgen gård i Ullensaker, lille-julaften i 1953, er et godt eksempel.

I de tilfeller hvor initialraset skjer i en strandlinje, kan det åpnes en bred port slik at de suksessive ras gradvis spiser seg innover i terrenget. Svært ofte vil fjelltopografi ol. føre til at den endelige grop vil få en vifteform, som vist i fig.18c. Typiske eksempler er Rissaraset i 1978, Balsfjordraset i 1988, og Namsen-raset i 1959.

BERGSKRED

Etter flere regionale og internasjonale konferanser omkring "Landslides" utgir Japan Landslide Society et årlig "Newsletter" der viktige informasjoner gis om de store skred i verden. "Bergskred" ser ut til å dominere. Enten er de utløst av jordskjelv eller vulkaner, eller også av intense, langvarige regnperioder. Sistnevnte kategori dominerer i antall, om ikke i størrelse og konsekvens.

Fig.19. Et regnindusert bergskred i juli 1987 i Zandila fjellområde i Nord-Italia (Govi, 1989)

Fig.19 viser et eksempel på et sterkt regnindusert bergskred av stort format, ca. 40 mill.m³ masse. Største hastighet av skredmassene er antydet til 120 km/timen, etter noe usikre vitneutsagn. Sprekkedannelsen var oppdaget noen dager i forveien, og flere landsbyer var evakuert. Det var årsaken til at "bare" 27 mennesker omkom i dette gigantraset.

Den mest utfordrende forskning som pågår for tiden innen bergskred er muligheten til å spå når slike skred blir utløst. Man baserer seg da på kontinuerlige observasjoner av fjellsidens bevegelser, især der pågående sprekkutvidelser er synlige, og/eller i eldre skredområder der fare for reaktivering er indikert. Det interessante er at forskere som Varnes og Sassa avsetter den inverse verdi av målt hastighet, nemlig 1/$\dot{\delta}$. Dette er et uttrykk for vår tidsmotstand. Når den er proporsjonal med tiden, slik som observasjonene viser, så angir det en lineært, avtagende krypmotstand, med konstant negativ kryptall r_s. Heri ligger en mulighet for en rask nyutvikling, som bør komme også hertillands.

REFERANSER

Bjerrum,L. and B.Kjærnsli (1957): "Analysis of the stability of some Norwegian natural clay slopes". Geotechnique, Vol.6, No.4, 1-16.

Brand,E.W. (1984): "Landslides in Southeast Asia: a state-of-the-art report". Proc.4th Int.Symp. Landslides, Toronto, (1), 17-59.

Da Costa Nunes,A.J. (1969): "Landslides in soils of decomposed rock due to intense rainstorms". Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, Vol.2, pp.547-554.

Grande,L. (1978): "Hendelsesforløpet ved Rissa-skredet 29.april, 1978, bygget på øyenvitner. Rapport O.78.04, Geoteknikk, NTH.

Grande,L. and N.Janbu (1981): "Skeiraset i Surnadal". Rapport O.81.06-1, Geoteknikk, NTH.

Govi,M. (1989): "The 1987 landslide on Mount Zandela in Valtellina, Northern Italy". Landslide News, No.3, 1989, Kyoto, Japan.

Hutchinson,J.N. (1986): "A sliding-consolidation model for flow slides". Canadian Geotechnical Journal, Vol.23, No.2, 115-125.

Janbu,N., Kjekstad,O. and K.Senneset (1977): "Slide in over-consollidated clay below embankment". Proc.9th ICSMFE. Tokyo, Vol.II, 95-102.

Janbu,N. (1977): "Slopes and excavations". State-of-the-art Report. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol.II, pp.549-566.

Janbu,N. (1982): "Slope stability evaluations". 7th S.E.Asian Geot.Conf., Hong Kong. Vol.II, pp.1-24.

Janbu,N. (1989): "Slope failures due to rainfall and loss of suction". DeMello Volume, pp.205-283. E.Blücher, LTDA, Sao Paulo, Brasil.

Kankare,E. (1969): Failure at the Kimola Floating Canal Southern Finland". Proc. 7th ICSMFE, Mexico, Vol.2, pp.609-616. (Resymé of a doctoral thesis).

Nestvold,J. (1989): "Vinterskred i Trøndelag 88/89, statistikk og årsaksforhold". Fellessesjonen, Geoteknikkdagen 1989.

Sassa,K. (1988): "Geotechnical model for the motion of land-slides". Proc. ISL-88, Vol.1, 37-56, Lausanne.

Seed,H.B., Lee,K.L., Idriss,I.M. and Makdisi,F (1973): "Analysis of the slides in the San Fernando Dams during the earthquake of Feb.9, 1971". Report No.EERC 73-2, U.C. Berkeley.

Sevaldson,R.A. (1956): "The slide in Lodalen, October 6, 1954". Geotechnique 6, No.4, 1-16.

Skaven-Haug,Sv. (1955): "Undervannsskred i Trondheim havneområde" Særtrykk fra TU i NGI publ.nr.7, Oslo.

Skempton.A.W. and J. Hutchinson (1969): "Stability of natural slopes and embankment foundations". Proc. 7th ICSMFE, State of art volume, pp.291-340, Mexico.

SKREDRISIKO I KVIKKLEIREAVSETNINGER

LANDSLIDE RISK IN QUICK DEPOSITS

Avdelingsdirektør Kjell Karlsrud
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Store og dramatiske kvikkleireskred finner sted i Norge med noen års mellomrom. I tillegg inntreffer det en rekke mindre skred hvert år.

Skredrisiko og skredmekanisme er nær knyttet til in-situ effektivspenninger, terrengtopografi og kvikkleireforekomstens morfologi. Selv om en naturlig kvikkleireskråning kan ha god sikkerhet i henhold til en ideell drenert effektivspenningsanalyse, kan bare en ubetydelig lastendring medføre et udrenert brudd i leiren. Faren for kvikkleireskred må derfor hovedsakelig bestemmes ut fra en udrenert stabilitetsanalyse. For deler av en potensiell glideflate som går gjennom lavsensitiv forbelastet leire kan drenerte styrkeparametre anvendes. Det er helt vesentlig at udrenert skjærstryke da er bestemt ved laboratorieforsøk på prøver som er konsolidert til in-situ effektivspenningsnivå før udrenert skjæring, og at det taes tilbørlig hensyn til skjærstyrkens sterke anisotropi. Eksempler viser at erfaringene med en slik udrenert/drenert stabilitetsanalyse er gode.

SUMMARY

Large landslides in quick clay deposits occur in Norway with some years intervals. In addition, numerous smaller landslides occur every year.

The landslide risk and landslide mechanism are closely related to in-situ effective stresses, topography, and the morphology of the quick clay deposit. The unique brittle nature of quick clays is such that although a slope has adequate safety based on a drained effective stress slope stability analysis, even a nominal increase in shear stresses will cause an undrained failure in the quick clay. As a consequence, the landslide risk assessment must be based on a stability analysis where undrained shear strengths are used for the quick clay. For portions of a potential failure surface passing through low sensitive clays, fully drained shear strengths can be applied. It is essential that the undrained shear strength is determined by laboratory tests on samples consolidated to in-situ effective stresses prior to undrained shearing, and that one accounts for the significant anisotropy of the undrained strength.

INNLEDNING

De store og dramatiske kvikkleireskredene som inntreffer i Norge med visse års mellomrom setter store spor etter seg både i terrenget og folks minne. Skredene inntereffer tilsynelatende uten forvarsel og har for mange syntes og være uforutsigbare 'acts of God'.

Ved NGI har det helt siden Bekkelagskredet i 1953 vært nedlagt et betydelig arbeide for å forstå de geologiske prosesser og mekanismer som kan bidra til å forutsi skredrisikoen i et gitt område. Som Naturskadefondets faste rådgiver og konsulent i skredspørsmål har NGI fått mulighet til å etterberegne og studere i detalj alle større kvikkleireskred som er inntruffet i Norge de siste 35 årene. Gjennom NTNF har det også vært kanalisert betydelige forskningsmidler til studier av skredrisiko i kvikkleireavsetninger. Resultatene av denne forskningsinnsatsen ble sammenstillet i en 'State of Art' artikkel av Karlsrud et al. (1984). Dette foredraget gir en kortfattet oppsummering av det som ble fremlagt i ovennevnte artikkel. Hovedvekten blir lagt på å vise hvilke muligheter vi har i dag for å kvantifisere skredrisikoen og komme med konkrete uttalelser om et område er tilstekkelig trygt med tanke på sikkert for folk og bebyggelse.

SKREDMEKANISMER OG GEOLOGISKE PROSESSER

Som alle andre skred er kvikkleireskredene et resultat av flere langsiktige og velkjente geologiske prosesser. De viktigste prosesser i denne sammenheng er saltutvasking og omdanning av våre marine leirer fra lavsensitive leirer til kvikkleirer når saltinnholdet er redusert til under ca. 1 g/l, samt erosjon av bekker og elver inn i de marine terrasser.

Både saltutvaskingen og erosjonen er en naturlig følge av den gradvise landehevning siden siste istid. Det var de banebrytende arbeidene til Rosenquist (1946,1955) som klarla forholdet mellom leirens sensitivitet og saltinnholdet. Saltutvaskingen er hovedsakelig et resultat av de hydrauliske strømningsgradienter som har virket gjennom tid, men ren diffusjon har også spilt en vesentlig rolle (Heiberg og Moum, 1969). Til tross for disse kunnskaper om dannelsen av kvikkleire er det vanskelig uten fysiske grunnundersøkelser å forutsi forekomster av kvikkleire i et område.

I slutten av 60'årene gjennomførte NGI et omfattende kartleggingsstudie i et område på Romerike for å prøve å klarlegge sammenheng mellom skredhyppighet og erosjonsforhold. Uten å gå i detalj viste undersøkelsene at det var en ganske klar sammenheng (Bjerrum et al., 1969). I de nedre del av vassdragene hvor bekkene og elvene hadde nådd sin likevektsgradient og ikke forårsaket aktiv erosjon var det ikke kjente større kvikkleireskred i historisk tid (siste 4-500 år). De kjente større skred hadde alle funnet sted i de midtre til øvre deler av vassdragene, hvor sedimentmålinger viste fortsatt aktiv erosjon. I de øverste deler av ravinene var det også aktiv erosjon, men generelt bare mindre lokale utglidninger. Dette har trolig sammenheng med

mindre skråningshøyder og mindre omfattende saltutvasking og kvikkleiredannelse i de øvre områdene.

De typer skred eller skredmekanismer som er observert i forbindelse med kvikkleireskred i Norge kan grovt sett inndeles i følgende kategorier :

a) **Monolittiske rotasjonsskred.** Dette er jo den mest vanlige skredtype i lavsenitive leirer. I lavsensitive leirer er skredene gjerne relativt grunne lokale utglidninger i den ofte bratteste nedre del av skråningen. Med relativt dyptliggende kvikkleire under skråningen, kan man få et mer omfattende rotasjonsskred karakterisert ved en nedsynkning på flere meter i bakkant og en tilsvarende hevning i foten. At disse kvikkleireskredene ikke utvikler seg til mer omfattende skred skyldtes at den ovenforliggende lavsensitive leiren hindrer utløp for kvikkleiren, eller at kvikkleiren ikke når helt inn under foten av skråningen.

b) **Retrogressive skred** er gjerne betinget av at kvikkleiren ligger grunnere. De starter gjerne med et mindre rotasjonsskred som etterlater en høy og ustabil raskant i bakkant. Deretter kan det komme en serie med hurtige bakovergripende skred som eter seg bakover og gjerne også sideveis innover i leir-platået. Disse skredene kan resultere i en skredgrop med den klassiske flaskehalsformen, Fig. 1. Flaskehals skredene er likevel på langt nær så vanlige som man kan ha inntrykk av. Bare 10-15% av de litt større skredene (Fig. 2) som er inntruffet de siste 40 årene har etterlatt en flaskehalsformet skredgrop.

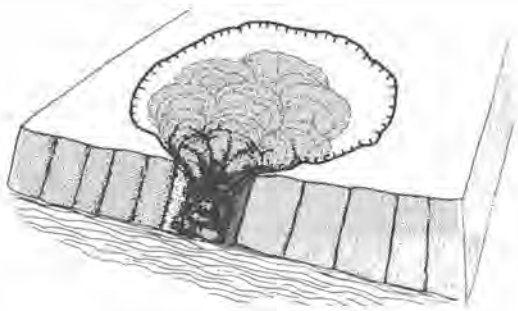


Fig. 1 Illustrasjon av retrogressivt kvikkleireskred

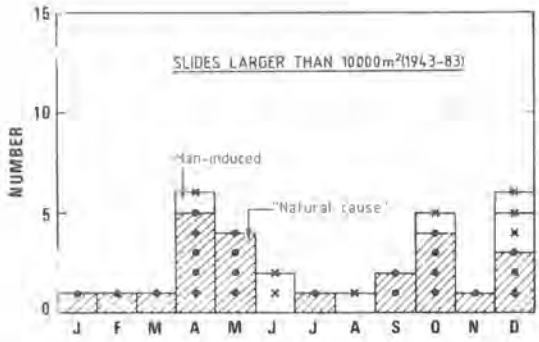


Fig. 2 Statistikk over større kvikkleireskred (> 10.000 m² areal)

c) **Monolittiske flakskred** finner gjerne sted i områder der kvikkleire-avsetningen er sammenhengende fra under foten av skråningen til langt bakover i et leirplatå. Kvikkleiren ligger ofte like under terreng i foten og stiger på bakover. Det er ganske vanlig at det er et relativt stort flatt parti i foten av skråningen, dvs. at denne type skred skjelden finner sted i trange erosjonsdaler eller raviner. Dessuten har det naturlige terreng bak en eventuell erosjonskråning i fronten også ofte en viss helning.

d) **Vertikal nedsynkning** og lateral spredning er en litt spesiell brudd-mekanisme som har vært observert i enkelte tilfeller. Dette er gjerne kombinert med at kvikkleire skvises ut av sprekker som oppstår gjennom tørrskorpe eller annen lavsensitiv leire som ligger over kvikkleiren. Denne skredformen opptrer under mye av de samme forholdene som flak-skredene, ofte i et relativt slakt natulig terreng med en relativt mektig underliggende og sammenhengende kvikkleireavsetning.

I virkeligheten vil de store skredene kunne inneholde elementer av alle de ovenfornevnte skredmekanismer. Det er også viktig å merke seg at det er terrengtopografien og kvikkleirens plassering (morfologi) i forhold til terrenget som i hovedsak avgjør skredmekanisme, forløp og skredets endelige utstrekning.

Den direkte utløsende årsak til kvikkleireskred er i mange tilfeller ikke kjent, men det er ofte snakk om relativt små endringer i belastning (skjærspenninger) forårsaket av naturlige prosesser slik som:

- Høye poretrykk i skråningen som reduserer skjærstyrken, spesielt i den lavsensitive øvre tørrskorpe- og forvitringssonen, og derved øker skjærspenningene i underliggende kvikkleire.

- Høye poretrykk vil også kunne utløse lokale glidninger som øker skjærspenningene i kvikkleiren.

- Vedvarende og kraftig nedbør som foranlediger de høye poretrykk vil også bidra til å øke metningsgraden og derved romvekten av tørrskorpesonen. Dette øker også skjærspenninger.

- Som nevnt tidligere er erosjon i foten også en vesentlig utløsende faktor. Dette fører til en gradvis øking av skjærspenninger i skråningen. Erosjonshastigheten kan imidlertid variere betydelig over tid, og kan f.eks. være spesielt høy i nedbørsintensive perioder eller når en nedstrøms terskel brått blir borte.

- Menneskelige inngrep, selv av ganske ubetydelig karakter, er også en relativt hyppig utløsende faktor.

Som det fremgår av Fig. 2 er det ikke overraskende at de fleste litt større skredene har funnet sted i de 'våte' perioder vår og høst. Det fremgår også at 25% av skredene var utløst av menneskelige inngrep.

At leirens sensitivitet eller omfang av kvikkleire er avgjørende for skredets størelse fremgår tydelig av Fig. 3. Det største skred i lavsensitiv leire utgjør maksimalt ca. 30,000 m³, mens det største kvikkleireskredet utgjør ca. 60 mill. m³, eller 200 ganger større volum. Fig. 3 kan også være nyttig for å anslå hvor langt bakover i forhold til skråningsfoten et skred kan strekke seg. Dette forholdet står i klar relasjon til skråningshøyde og omfang av kvikkleire, men når maksimalt opp til 15 ganger skråningshøyden.

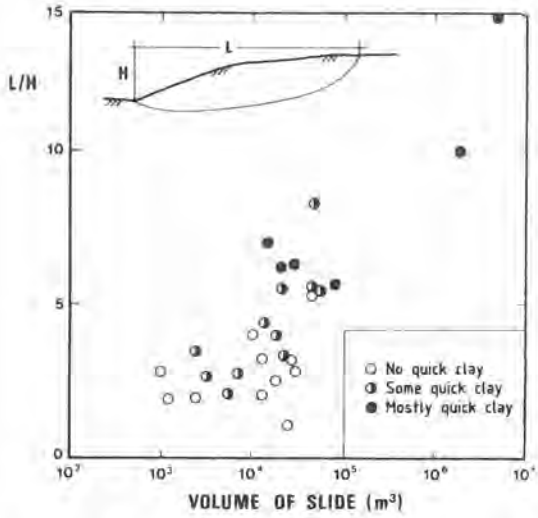


Fig. 3 Lengdeutstrekning av skredgroper i leire (målt langs skredretningen) i forhold til skråningshøyde og skredvolum

KVIKKLEIRENS SKJÆRSTYRKEEGENSKAPER OG BRUK I STABILITETSBEREGNINGER

Kvikkleirens spennings-, deformasjons- og styrkeegenskaper sett i forhold til lavsensitive leirer, er av helt sentral betydning for å kunne forstå kvikkleireskredenes mekanisme og hvordan vi best kan analysere stabiliteten av kvikkleireskråninger.

Det skulle være velkjent nå at de udrenerte skjærstyrker vi bestemmer ved vingeboringer og enkle laboratorieforsøk (enaks trykkforsøk, konus) generelt gir alt for lave verdier for leirens midlere udrenerte styrke. Dette har sammenheng med forstyrrelse av materialet under vingeboring såvel som prøvetaging. Treaksialforsøk og direkte skjærforsøk på prøver konsolidert til in-situ effektivspenninger før udrenert skjæring er eneste måten å få frem representative styrkeparametre på. Selv i slike tilfeller vil prøveforstyrrelse kunne gi noe reduserte styrkeverdier sammenliknet med verdier man har fått frem ved spesielle prøvetagingsteknikker (Karlsrud et al., 1985; Lacasse et al., 1985). Forskjellen kan dreie seg om 15-20%.

Vingeborverdier, som i lavsensitive norske leirer generelt samsvarer godt med direkte skjærstyrken eller middelverdien av de aktive og passive treaks-

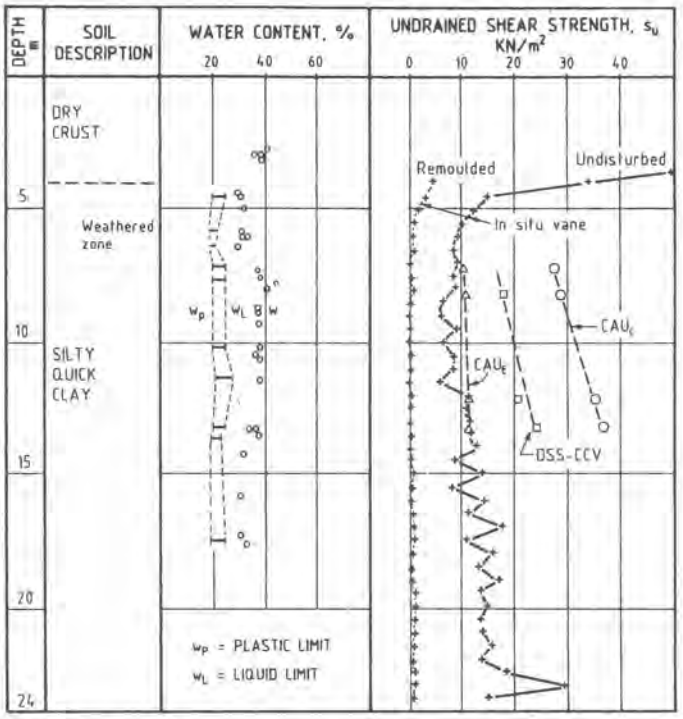
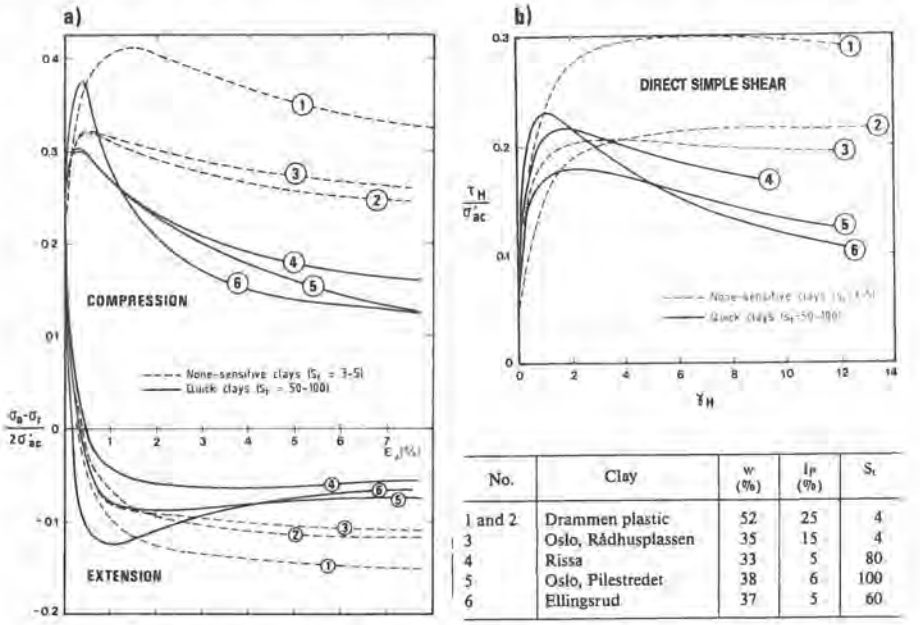


Fig. 4 Borprofil med skjærstyrker fra Ellingsrud

verdier, kan i kvikkleirer gi verdier som bare er halvparten av dette, se f.eks. Fig. 4. Dette er hovedforklaringen på hvorfor stabiltetsberegninger for kvikkleireskråninger basert på en klassisk su-analyse og f.eks. vingeboringer gir meningsløst lave verdier. Beregnede sikkerhetsfaktorer ned mot 0.4 er ikke uvanlig.

Fig. 5 sammenlikner spennings-deformasjonskurver fra tre lavsensitive og tre kvikke leirer. Alle er normalkonsoliderte materialer. Det fremgår at de maksimale styrkeverdier er ganske like, men gjennomsnittlig noe lavere for kvikkleirene, antagelig på grunn av mer prøveforstyrrelse. Den vesentligste forskjell ligger i kvikkleirenes markante sprøbruddoppførsel. Ser man f.eks. på de aktive forsøkene nås maksimal styrke allerede ved ca. 0.5% tøyning og er redusert til det halve ved ca. 7% tøyning.



No.	Clay	w (%)	Ip (%)	St
1 and 2	Drammen plastic	52	25	4
3	Oslo, Rådhusplassen	35	15	4
4	Rissa	33	5	80
5	Oslo, Pilestredet	38	6	100
6	Ellingsrud	37	5	60

Fig. 5. Sammenlikning mellom spennings-deformasjonskurver for tre kvikke og tre lavsensitive normalkonsoliderte leirer.
a) Treaksialforsøk, b) Direkte skjærforsøk

Et annet viktig aspekt ved kvikkleirens egenskaper er at den effektive friksjonsvinkel som er mobilisert når maksimal udrenert skjærstyrke er nådd er vesentlig lavere enn den maksimale materialfriksjonsvinkel. Forskjellen kan typisk være 15% for aktive forsøk og opp mot 40% for passive- og direkte skjærforsøk som illustrert ved Fig. 6.

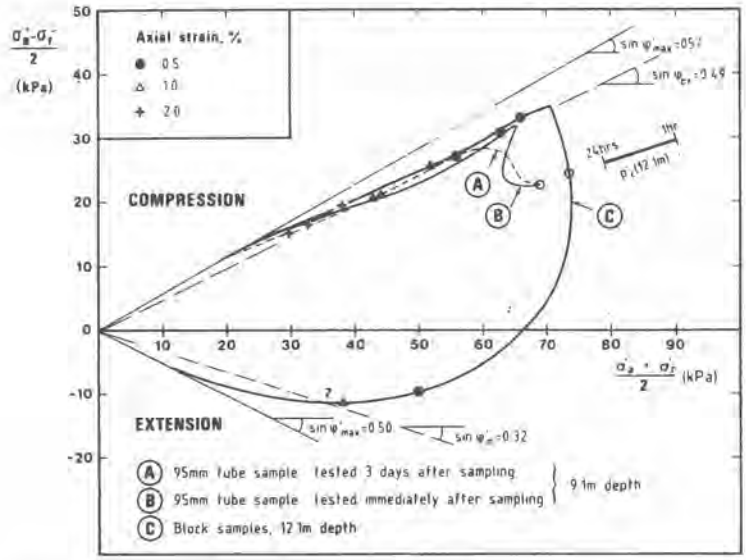


Fig. 6 Eksempel på spenningsstier fra treaksialforsøk på kvikkleire fra Ellingsrud.

Nå vil det hevdes av noen at udrenerte styrkeegenskaper er helt irrelevante når man skal vurdere stabiliteten av en naturlig skråning. Det skulle jo representere en ideell **drenert** tilstand og ikke en **udrenert** tilstand. Hvorfor det etter NGIs og foredragsholderens mening likevel er høyst relevant å anvende udrenerte skjærstyrker for kvikkleire vil kort illustreres ved noen spesielle direkte skjærforsøk utført ved NGI for snart 20 år siden, Fig. 7.

Samtlige prøver i Fig. 7 var konsolidert til samme aksialspenning, tilsvarende vertikalt effektivt overlagringstrykk, før noen horisontale skjærspenninger ble påført. Prøve 1 ble belastet udrenert til brudd etter den aksielle konsolidering, og gav en normalisert udrenert skjæstyrke su/σ'_{ac} = 0,19. Prøve 2 ble først meget sakte påført en drenert skjærspenning tilvarende su/σ'_{ac} = 0,15. Dette tilsvarer en mobilisert friksjonsvinkel på 8,5°. Deretter ble prøven belastet videre udrenert og gav en maksimal normalisert skjærstyrke på su/σ'_{ac} = 0,21 eller bare 10% høyere enn prøve 1, og 30% høyere enn den drenerte skjærspenning som var påført.

Prøve 3 og 4 ble begge påført en drenert skjærspenning som oversteg den udrenerte skjærstyrke for prøve 1 og 2, men den drenerte skjærspenning er fortsatt vesentlig lavere enn materialets maksimale friksjonsvinkel (henholdsvis ca. 14° og 17° sammenliknet med en materialfriksjonsvinkel på

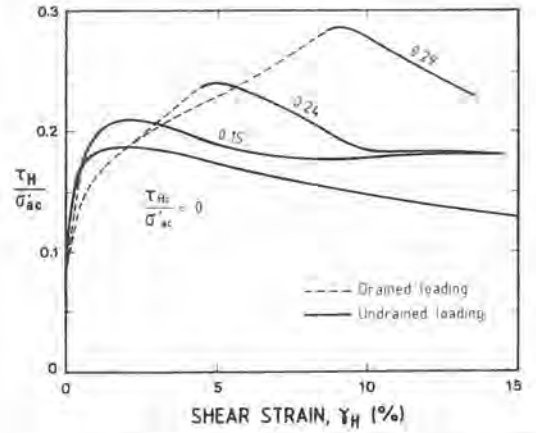


Fig. 7 Resultat av drenert-udrenerte direkte skjærforsøk på kvikkleire fra Manglerud (etter Aas og Eide, 1970).

ca. 30°). Når man så belastet prøve 3 og 4 videre udrenert til brudd var man overhodet ikke i stand til å påføre dem noen større skjærspenning. Tvert imot, ved påføring av ytterlige skjærdeformasjon begynte prøvene å miste sin styrke.

Konklusjon man kan trekke av disse forsøk er at hvis et jordelement i en kvikkleireskråning i drenert tilstand bærer en skjærspenning som tilsvarer eller overstiger kvikkleirens udrenerte skjærstyrke, vil selv ikke en ubetydelig rask skjærspenningsøkning kunne bæres av dette jordelementet. Tvert imot, man risikerer at det begynner å miste eller ikke kan bære selv den drenerte skjærspenning det allerede er utsatt for.

Som nevnt tidligere er det en rekke forhold som vil kunne føre til små men raske skjærspenningsøkninger i en naturlig leirskråning. Man må på dette grunnlag kunne konkludere at man i stabilitetsberegninger for naturlige skråninger som innbefatter kvikkleire, aldri kan regne med en skjærstyrke som overstiger den udrenerte skjærstyrke. Denne vil som oftest være vesentlig lavere enn den fullt drenerte skjærstyrke.

Uten å gå i detalj her, kan man regne med full mobilisering av drenert styrke for deler av en potensiell glideflate som går gjennom lavsensitiv forbelastet leire under en erosjonsskråning, eller den forvitrede leiren man finner de øverste metrene under terreng.

For lavsensitiv og normalkonsolidert leire som man finner under leirplatåene er det vanskeligere å vurdere hvilken skjærstyrke som er mest relevant. Er det for det meste kvikkleire, f.eks. langs mer enn 70% av den potensielle glideflate, anbefales det også å regne med udrenert styrke i den lavsen-

sitive normalkonsoliderte leiren. Ellers bør man kunne regne med full mobilisering av drenert styrke i den normalkonsoliderte lavsensitive leiren (men fortsatt udrenert styrke i kvikkleiren).

Ved en konkret stabilitetsberegning der udrenerte skjærstyrker legges til grunn, er det selvsagt at man tar tilbørlig hensyn til skjærstyrkens anisotropi eller store avhengighet av belastnings-eller deformasjonsretning. Dette tema har vært utførlig behandlet i en serie NGI-artikkler opp gjennom de siste 20 årene (e.g. Bjerrum, 1967, 1973; Aas, 1976, 1979). Som en kort påminnelse vises det til Fig. 4 og Fig. 5. Hvis man kjenner den aktive og passive skjærstyrke, og som for norske kvikkleirer er i et forhold av omtrent 3:1, kan skjærstyrken på et vilkårlig plan med helning i forhold til horisontalplanet anslåes ut i fra uttrykket:

$$s_{u\beta} = s_{uA} \cdot \cos^2(\beta-45°) + s_{up} \cdot \sin^2(\beta\cdot 45°) \qquad (1)$$

Merk her at β er positiv langs den nedadrettede ('aktive') del av en potensiell glideflate og negativ for den oppadrettede ('passive') del.

Bruker man skjærstyrken langs horisontalplanet, s_{uD}, bestemt ved direkte skjærforsøk som utgangspunkt kan følgende uttrykk benyttes:

$$s_{u\beta} = s_{uD}\left[1 + \frac{\alpha-1}{\alpha+1}\sin 2\beta\right]\ldots,\ \alpha = \frac{s_{uA}}{s_{up}} \qquad (2)$$

I en erosjonsskråning er det videre viktig at man tar hensyn til betydningen av den avlastning som er funnet sted når man vurderer den udrenerte skjærstyrken. En avlastet eller forbelastet leire utviser helt andre styrkeparametre enn en normalkonsolidert leire. Ideelt sett skulle man derfor utføre laboratorieforsøk på prøver tatt under leirplatået, under foten av skråningen, og kanskje noen lokaliteter innimellom. Dette kan bli en ganske kostbar undersøkelse. I praksis vil man derfor ofte benytte tidligere erfaringsgrunnlag for å bestemme skjærstyrkens relasjon til eksisterende effektivt overlagringstrykk og tidligere maksimalt effektivt overlagringstrykk. Et uttrykk som kan benyttes i denne forbindelse er:

$$(s_u)_{OCR} = \frac{(s_u)_{OCR=1}}{OCR^{0.15}}$$

der OCR = overkonsolideringsgraden.

I praksis betyr dette at udrenert skjærstyrke i samme kotenivå vil være endel lavere under foten av en skråning enn den er under leirplatået.

Det er også all grunn til å understreke at udrenert skjærstyrke øker proposjonalt med effektivt overlagringstrykk. Følgelig er stabiliteten av en kvikkleireskråning sterkt avhengig av in-situ poretrykksfordeling. At poretrykkstilstanden og in-situ effektivspenninger har stor betydning for

beregningsmessig sikkerhet vil bli illustrert ved de etterfølgende beregningseksempler.

BEREGNING AV SKREDRISIKO BELYST VED EKSEMPLER

Generelt

Som antydet tidligere må faren for et lokalt initialskred i lavsensitiv leire beregnes på grunnlag av en klassisk drenert effektivspenningsanalyse. Dette er bekreftet ved etterberegning av en rekke slike skred (Kenney, 1966; Janbu, 1973, 1977). I praksis finner man ofte at kritisk glideflate er relativt grunn og at den begrenser seg til den nederste og generelt bratteste del av en erosjonsskråning. Det er også generelt i nedre del at man har de relativt sett høieste poretrykk. Bestemmelse av poretrykk for bruk i slike beregninger kan by på visse problemer fordi erfaringer viser at man kan ha store sesongmesssige variasjoner.

Tilstrekkelig sikkerhet mot et slikt initialskred gir imidlertid ingen garanti for at det ikke kan inntreffe et omfattende skred hvis det er en forholdsvis massiv kvikkleireavsetning bakover i skråningen. Da må man gjennomføre en stabilitetsanalyse basert på udrenert skjærstyrke langs den del av glideflaten som går gjennom høysensitiv leire eller kvikkleire,men med drenerte styrkeparametre for den del av glideflaten som går gjennom lavsensitiv leire. Hvilken grense man i praksis setter for hva som i denne sammenheng skal betraktes som høysensitiv leire kan diskuteres, men en sensitivitet målt ved in-situ vingebor større en ca. 8 synes å være en rimelig grense.

Sikkerhet av en plan uendelig kvikkleireskråning

For å illustrere betydningen av en udrenert analyse for en kvikkleireskråning kan det først være nyttig å se på et slikt enkelt eksempel med en uendelig lang plan skråning i kvikkleire. For en typisk norsk mager kvikkleire med $su/\sigma'_{vo} = 0.20$,en antatt bruddflate 10 m under terreng får vi følgende kritiske helninger (dvs. helning som gir sikkerhetsfaktor F = 1,0) avhengig av grunnvannstanden:

Dybde gr.v.st. (m)	Kritisk helning (gr.)
0	5.3
3	7.8
6	10.7

Merk at det i denne beregning er antatt at skjærstyrken øker med helningen i henhold til formel (2) ovenfor. Til sammenlikning vil en klassisk drenert effektivspenningsanalyse gi en sikkerhetsfaktor F = 2.76 til F = 2.38 for disse tilfeller.

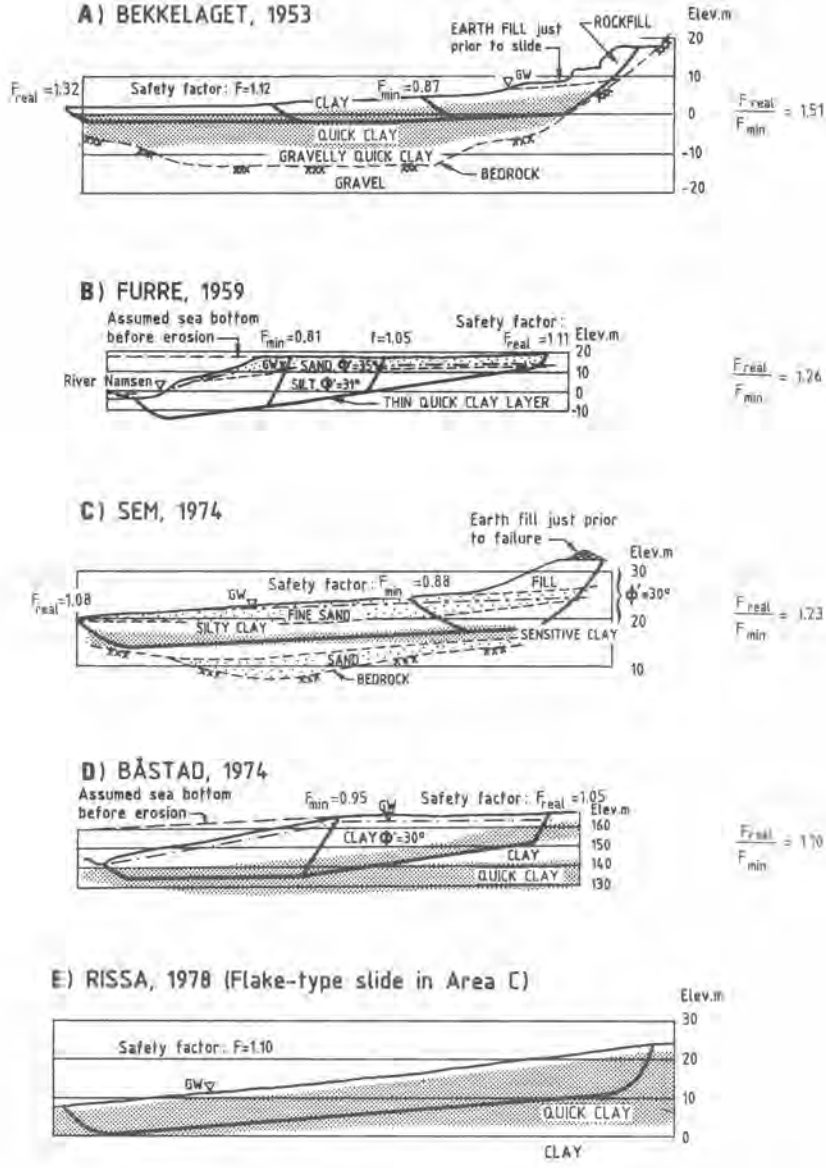


Fig. 8 Eksempler på etterberegnede skred ved udrenert analyse

Eksempler på etterberegnede skred

Aas (1983) presenterte etterberegning av fem større kvikkleireskred basert på en udrenert analyse etter de prinsipper som er beskrevet ovenfor, Fig. 8. Felles for de fleste av disse skredene er at de med unntak av Furre-skredet var utløst av mindre menneskelige inngrep i form av planerings- eller fyllingsarbeider. Videre var disse skredene tilsynelatende mer eller mindre monolittiske skred, dvs. de var ikke tydelig retrogressive av karakter. I tilknytning til Rissa skal det understrekes at beregningen gjelder det skred som løsnet i område 'C', Fig. 9, etter at man først hadde hatt et initialskred ved 'A' påfulgt av retrogressiv skredvirksomhet i område 'B'.

Fig. 9 Plan over Rissa-skredet

To sikkerhetsfaktorer er angitt i Fig. 8. F_{min} er den laveste sikkerhetsfaktor beregnet etter den anbefalte analysemetode, mens F_{reel} er den sikkerhetsfaktor som er beregnet for en glideflate som dekker hele det området som var omfattet av skredet. De beregnede verdier for F_{min} er i gjennomsnitt noe i underkant av 1.0, hvilket skulle tilsi at de anvendte styrker er litt på den lave siden. Dette kan i en viss grad skyldes prøveforstyrrelse, men det er også andre usikre faktorer som kan påvirke resultatet. Det er blant annet vanskelig å rekonstruere nøyaktig grunnforholdene etter at et ras har skjedd. Likevel må man kunne konkludere at etterberegnet sikkerhet er i godt samsvar med virkeligheten.

At Freel er opptil ca. 50% større enn F_{min} må bety at det er et visst element av progressiv bruddutvikling involvert (dvs. man har allerede fått en

styrkereduksjon langs en del av glideflaten når maksimal styrke er mobilisert langs en annen del). For skredene ved Bekkelaget og Sem, hvor forskjellen var mest markert, kan man merke seg at de reelle glideflater i fronten av skredet strakk seg opptil 100 m parallelt med et naturlig terreng med helning på bare 2-4. Dette kunne ikke skjedd uten noen form for 'fremadskridende progressiv bruddmekanisme' tilsvarende hva som har vært foreslått av Bernander (1981, 1983) på bakgrunn av Tuve-skredet i Sverige.

Eksempler fra vurdering av 'stabile' skråninger

NGI har opp gjenom årene hatt en rekke oppdrag på å vurdere skredfare og sikkerhet for eksisterende eller planlagt bebyggelse i nærheten av naturlige skråninger som inneholder kvikkleire. To eksempler vil bli vist for å illustrere hvorledes sikkerheten blir vurdert i praksis og betydningen av lokale forhold for sikkerheten.

a) Veienmarka ved Hønefoss
Man har her en vel 40 m høy erosjonsskråning der grunnen består av sand de øverste ca. 20 m og siltig leire derunder, Fig. 10. Leiren var meget sensitiv eller kvikk i en ca. 8 m tykk sone som strakte seg fra langt innunder platået og helt ut til skråningsfoten. Toppen av kvikkleirelaget hellet ca. 1:20 fra skråningstopp til fot, og lå bare ca. 3 m under terreng i foten.

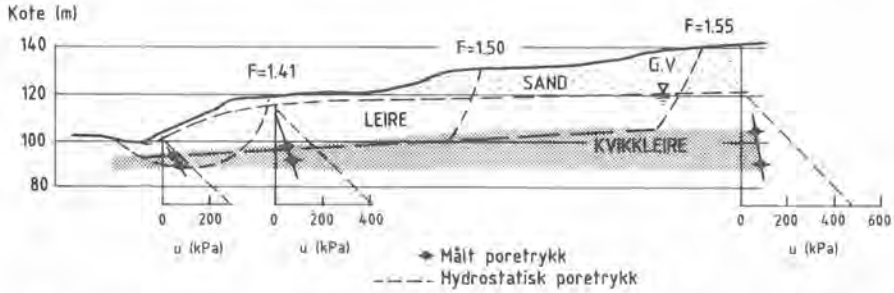


Fig. 10 Stabilitetsberegning for kvikkleireskråning på Veienmarka ved Hønefoss

Uten nærmere opplysninger så dette ut som en potensielt meget skredfarlig skråning. Det ble derfor gjennomført en relativt detaljert undersøkelse for bedre å klarlegge kvikkleirens skjærstyrke. Måling av grunnvannstand viste at denne generelt lå like i overkant av overgangen sand/leire dvs. i nesten 20 m dybde inne under platået, men selvfølgelig med en sterkt fallende tendens ned mot skråningsfoten. Piezometre installert på tre steder i leiravsetningen, Fig. 10, viste dessuten at det var et betydelig poreundertrykk i forhold til hydrostatisk, bare ca. 30-35% av hydrostatisk under platået. De lave poretrykkene innebar m.a.o. meget høye effektivspenninger og derved høy

udrenert skjærstyrke i kvikkleiren. Dette var den vesentligste årsak til at stabilitetsberegningene basert på udrenert/drenert analyse gav en minste sikkerhetsfaktor på ca. F = 1,4, Fig. 10. Lokalstabiliteten av den relativt bratte skråningen nærmest foten ble også kontrollert ved en drenert effektivspenningsanalyse, og gav god sikkerhet.

På bakgrunn av disse undresøkelser og beregnede sikkerhetsfaktorer, kunne man trekke den konklusjon at det var liten eller ingen risiko for skred og at området kunne benyttes for bolig- og industriformål slik det forelå planer om.

b) Hiltonfeltet ved Kløfta
Hiltonfeltet består av et flatt leirplatå omgitt av bekkeraviner på flere kanter. Da NGI ble involvert i vurdering av skredrisikoen i området var store deler av området ferdig utbygget med boliger, Fig. 11. Da det ble

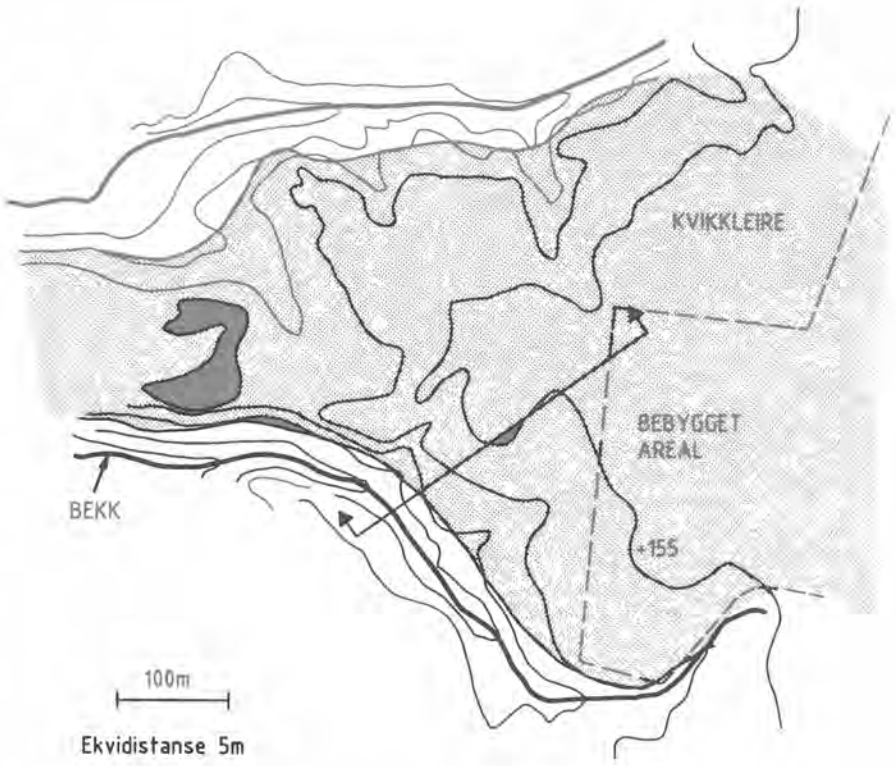
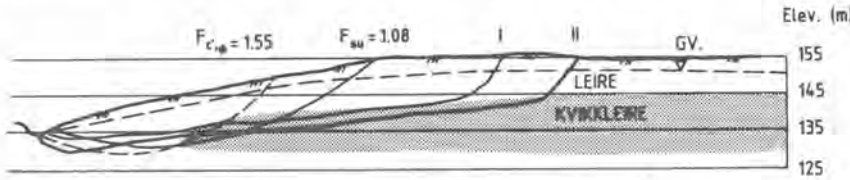


Fig. 11 Plan over Hiltonfeltet, Kløfta

kjent at det var kvikkleire i grunnen var man naturlig nok engstelige for skred. Som det fremgår av Fig. 11 ble det ved en detaljert grunnundersøkelse klarlagt at det var en mektig kvikkleireavsetning under hele boligfeltet som strakte seg helt ut mot foten av ravinene. I utgangspunktet kunne man frykte at et skred nær sagt hvor som helst i disse ravinene kunne true bebyggelsen. Det måtte derfor utføres stabilitetsberegninger for en rekke profiler eller snitt langs ravinene. Fig. 12 viser resultat av stabilitetsberegninger for kun ett snitt relativt nær bebyggelsen. I dette tilfellet ble det for sammenlikning utført både en rent udrenert analyse, udrenert/drenert, og rent drenert analyse.



Flate	Udrenert	Udrenert/drenert
I	F = 1.00	F = 1.18
II	F = 1.10	F = 1.32

Fig. 12 Stabilitetsberegningsprofil, Hiltonfeltet

Den drenerte effektivspenningsanalysen viste en tilsynelatende betryggende sikkerhetsfaktor på F = 1,55 mot et lokalt initialskred. Noen ville kanskje på dette grunnlag alene sagt at det ikke var noen skredrisiko. Den rent udrenerte analysen gav på den annen side en minste sikkerhet F = 1,0, hvilket skulle tilsi at hvis det hadde vært kvikkleire langs hele den kritiske glideflaten ville man antagelig allerede hatt et skred. Med drenerte styrkeegenskaper gjennom lavsensitiv leire økte minste sikkerhetsfaktor for en udrenert/drenert analyse til F = 1,18. Disse sikkerhetsfaktorer var ganske typiske for hele området, men minste sikkerhetsfaktor for noe profil langs de to ravinene var henholdsvis F = 0,86 for rent udrenert analyse og F = 1,10 for kombinert udrenert/drenert.

NGIs anbefaling på grunnlag av disse beregninger var at sikkerheten ikke var tilfredsstillende. Det ble anbefalt en stabiliserende motfylling i øvre del av ravinene som skulle øke den beregningsmessige sikkerhet med ca. 20%.

AVSLUTTENDE KOMMENTARER

Til tross for at man kan hevde at skjærspenningen som eksisterer i en naturlig skråning har stått der i lang tid under drenerte betingelser, er kvikkleirens sprøbruddoppførsel av en slik karakter at det ikke er mulig å påføre en kvikkleire selv en meget beskjeden skjærspenningsøkning hvis dette

betyr at skjærspenningen totalt overstiger leirens udrenerte skjærstyrke. Dette er hovedårsaken til at man ved stabilitetsberegninger for skråninger som inneholder kvikkleire må legge udrenerte skjærstyrker til grunn for den del av glideflaten som går gjennom kvikkleire. Det understrekes at det her er snakk om en udrenert skjærstyrke bestemt på grunnlag av treaksial og direkte skjærforsøk. Det er i denne sammenheng av stor betydning at man tar hensyn til den betydelige innvirkning in-situ effektivspenninger og spenningshistorie har på den udrenerte skjærstyrke. Videre at man også tar hensyn til skjærstyrkens betydelige anisotrope karakter eller avhengighet av den potensielle glideflatens helning. Det skal ikke legges skjul på at det krever både innsikt og erfaring å bestemme skjærstyrkevariasjonene på en korrekt måte, særlig fordi man ofte av økonomiske grunner må basere seg på et begrenset omfang av grunnundersøkelser og laboratorieforsøk.

For den del av en potensiell glideflate som går gjennom lavsensitiv leire kan man stort sett basere seg på full mobilisering av drenert styrke.

Erfaringene med bruk av denne analysemetode må generelt sies å være gode. Kanskje ikke overraskende viser det seg at de faktorer som har størst betydning for skredrisikoen er:

- Terrengtopografien. Det bemerkes spesielt at skredfare kan eksistere i skråninger med helning helt ned mot 5°.

- Kvikkleirens morfologi (lokalisering)i forhold til terrengtopografien.

- In-situ poretrykk eller vertikal effektivspenning sett forhold til total vertikalspenning. Det er m.a.o. av stor betydning å bestemme poretrykkene i skråningen

- Om eller i hvilken grad leiren er forbelastet.

Disse faktorer vil også ha avgjørende betydning for den skredmekanisme som vil opptre i det enkelte tilfelle, dvs. om man i hovedsak vil få et monolittisk eller retrogressivt skred.

Hvilket krav man skal sette til beregningsmessig sikkerhet i det enkelte tilfelle avhenger av usikkerheter i beregningene, og spesielt hvor omfattende grunnundersøkelser som er utført, og hvilke konsekvenser et skred kan få. Generelt bør følgende kriterier legges til grunn for å kunne si at et bebygget område er tilstrekkelig trygt hvis det er kvikkleire i grunnen:

- Den beregningsmessige sikkerhetsfaktor for en sammenhengende glideflate som strekker inn under bebyggelsen bør være større en F = 1.3 til 1.5

- Hvis minste sikkerhetsfaktor for omliggende skråninger er mindre enn F = 1,2, og det er sammenhengende kvikkleire herfra og til bebyggelsen, men bebyggelsen ligger i en avstand av mer enn 10 til 15 ganger skråningshøyden unna, ansees bebyggelsen likevel ikke for rastruet.

Til slutt vil foredragsholderen uttrykke det håp at dette foredrag vil bidra til en mer enhetlig praksis når det gjelder vurdering av skredrisiko i kvikkleireavsetninger.

REFERANSER

Bernander, S., Olofsson, I. (1981)
On formation of progressive failure in slopes.
Int. Conf. on Soil Mechanics and foundation Engineering. Stockholm 1981. Proc., (3), 357-362.

Bernander, S. (1983)
Active earth pressure build-up. A trigger mechanism in large landslides in sensitive (quick) clays.
Symp. on Slopes on Soft Clays. Linköping 1982. Swedish Geotechnical Institute, Linköping. Report 17, pp 55-67.

Bjerrum, L., Løken, T., Heiberg, Foster, R. (1969)
A field study of factors responsible for quick clay slides.
Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico 1969. Proc., (2) pp 531-540. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publ. 100.

Bjerrum, L. (1973)
Problems of soil mechanics and construction on soft clays.
State-of-the-art report to Session IV. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8. Moskow 1983. Proc., (3), 111-159. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Publ., 100.

Heiberg, S., Moum, J. (1969)
The theory of one-dinensional salt transportation in porous media.
Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Report, F. 308-4.

Janbu, N. (1977)
Slopes and excavations in normally and lightly overconsoldiated clays.
Section 2 of the State-of-the-art report on Slopes and Excavations.
International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9, Tokyo 1977. Proceedings, Vol. 2, pp 549-566.

Karlsrud, K., Aas, G., Gregersen, O. (1984)
Can we predict landslide hazards in soft sensitive clays. Summary of Norwegian practice and experiences.
International Symposium on Landslides, 4. Toronto 1984.
Proceedings, Vol. 1, pp 107-130

Kenney, T.C. (1966)
Shearing resistance of natural quick clays.
PhD. Thesis submitted to University of London. Oslo, Norwegian Geotechncial Institute. 138 p.

Lacasse, S., Berre, T., Lefevbre, G. (1985)
Block sampling of sensitive clays.
International Conf. on Soil Mechanics and Fondation Engineering, 11,
San Francisco 1985. Proceedings, Vol. 2, pp 887-892.

Rosenquist, I.Th. (1946)
Om leirers kvikkaktighet.
Statens vegvesen. Leglaboratoriet. Meddelelse, 4, 5-12.

Rosenqvist, I.Th. (1955)
Investigations in the clay-electrolyte-water system.
Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Publ., 9.

Aas, G., Eide, O. (1979)
Resultater av forskjellige typer direkte skjærforsøk på kvikkleire fra
prøvefelt Manglerud III.
Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Report, F.281-11.

Aas, G. (1976)
Soil properties, their determination and use in stability analyis of
clays.
NIF-course. Gol 1976. 69 p.

Aas, F. (1979)
Vurdering av korttidsstabilitet i leire på basis av udrenert skjærfasthet.
Nordiska geoteknikermøtet. Helsinki 1979. Föredrag och artiklar,
pp 585-596. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Publ., 132.

Aas, G. (1983)
A method of stability analysis applicable to natural slopes in sensitive
and quick clays. Int. Symp. on Landslides. Linkøking 1982. 19 p.

LANDSOMFATTENDE KARTLEGGING AV KVIKKLEIREAVSETNINGER

NATIONWIDE MAPPING OF QUICK CLAY DEPOSITS

Seksjonsleder Odd Gregersen
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Når skred i kvikkleire inntreffer blir ofte omfanget omfattende og hendelsen blir katastrofepreget. For å søke å redusere faren for slike ulykker i fremtiden, ble det i 1981 igangsatt et landsomfattende prosjekt for kartlegging av potensielt skredfarlige kvikkleireområder. Prosjektet har nå pågått i 8 år og 2/3 av planlagt kartlagt areal er utført. "Faresonekart Kvikkleire" er utarbeidet for disse områder. Kartene utgjør et nytt og verdifullt grunnlagsmateriale i offentlig arealplanlegging og ved behandling av utbygningsprosjekter. Kartleggingsarbeidene er basert på topografiske kriterier (kartstudier) og geotekniske kriterier (feltundersøkelser).

SUMMARY

Quick clay slides can often result in a catastrophe. This is due to the rapid development of these slides and due to the large areas involved. In 1981 a nationwide project of mapping areas with quick clay was initiated. "Quick clay hazard maps" have been prepared. The aim was to reduce the probability of these slides occurring in the future. The project has been going on for 8 years and 2/3 of the total area involved has been mapped. The hazard maps make up new and valuable background data for residential or industrial planning and development. The mapping work is based on topographic criteria (study of topographical and quarternary geological maps) and geotechnical criteria (field investigations).

INNLEDNING

Ordet kvikkleire vekker negative assosiasjoner hos de fleste av oss. Dette skyldes først og fremst at vi forbinder kvikkleire med skredkatastrofer hvor store verdier og også menneskeliv har gått tapt.

Hva er det så som er karakteristisk for kvikkleireskredene sammenlignet med ras i andre jordarter? Omfanget kan bli langt større. Kvikkleireskredene begrenser seg ikke til relativt bratte skråninger, men kan strekke seg flere hundre meter innover horisontalt terreng. Et annet typisk trekk ved kvikkleireskredene er at de utvikler seg uhyggelig raskt, slik at f.eks. flere hundre dekar kan gli ut i løpet av få minutter. Sjelden får man noe forhåndsvarsel om at et skred er i utvikling, f.eks. i form av terrengsprekker. Endelig er det et karakteristisk trekk ved kvikkleireskredene at skredmassene (omrørt kvikkleire) blir tyntflytende og kan flomme opptil flere km avgårde og således forårsake store skader langt fra selve skredområdet.

Kvikkleireskred har forekommet i Norge sannsynligvis i flere tusen år. Studier av topografiske kart over områder med marine leiravsetninger viser tegn etter gamle skredgroper i et tett mønster, se fig. 1. Gjennom tidene har det skjedd tusener av større og mindre skred. Den største skredkatastrofen vi kjenner til er kvikkleire-

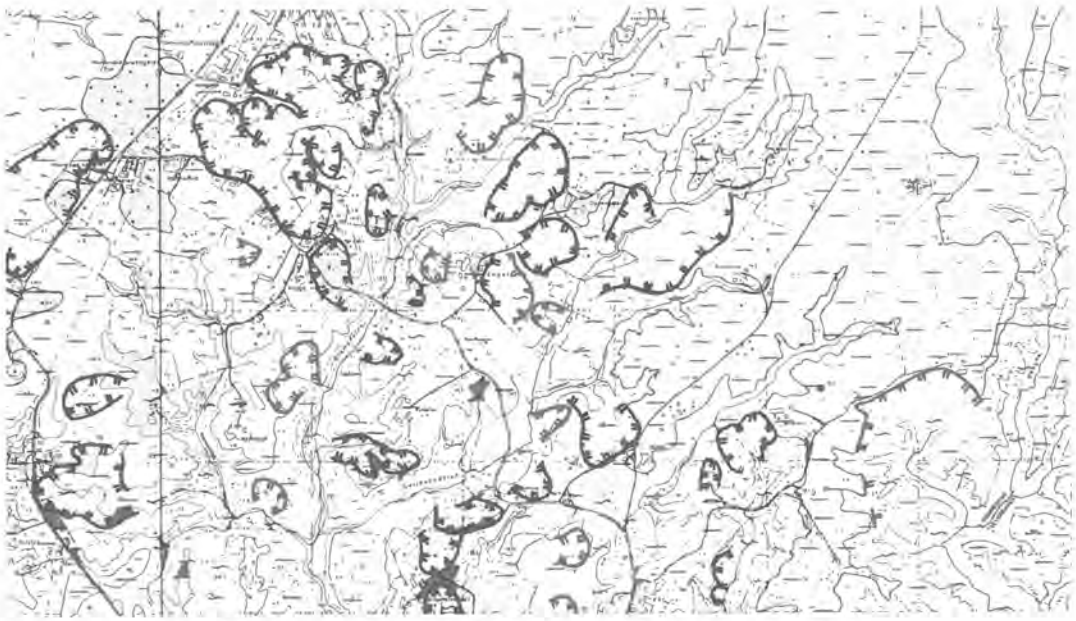


Fig. 1 Utsnitt av kvartærgeologisk kart over Romerike, inntegnet gamle skredgroper

skredet ved Kvasshyllan i Gauldalen i 1345. Et stort skred fylte dalen og førte til oppdemning av Gaula. Da demningen brast førte dette til storflom nedover dalen. Totalt ble 48 gårder ødelagt, ca. 500 mennesker omkom. Fra nyere tid kan nevnes Verdalsraset i 1893. I løpet av 30 min. forsvant 55 million m^3 flytende leire ut av den 3 km^2 store skredgropa. 112 mennesker omkom. Det siste virkelig store kvikkleireskredet er Rissa-skredet i 1978. Skredgropen var ca. 330 mål (0.3 km^2) og 5-6 mill. m^3 kvikkleire rant ut. 7 gårder og 5 eneboliger gikk med i skredet. Ett menneske omkom.

MÅLSETTINGEN ER Å REDUSERE FAREN FOR FREMTIDIGE SKRED

Statistisk har det i perioden etter 1945 gått ett stort kvikkleireskred hvert 4.år. Med stort kvikkleireskred menes da skred med areal over 100 da eller volum over 1 mill. m^3. Mange av skredene i nyere tid er utløst av menneskelige aktiviteter og kunne vært unngått hvis kunnskapen om grunnforholdene hadde vært bedre. I 1981 ble det igangsatt et landsomfattende prosjekt for oversiktskartlegging av kvikkleireforekomster for å forebygge skred. Hensikten er altså å redusere faren for nye skred. Det utarbeides faresonekart som angir beliggenhet og størrelse på potensielle fareområder. Kartene overtas av kommunene og benyttes ved arealplanlegging og behandling av utbygningsprosjekter. Kartene vil også være et viktig bakgrunnsmateriale for vurdering av behov for sikring av eksisterende bebyggelse og sikring av områder i forbindelse ved erosjon og initialras i vassdrag.

80% DEKNING AV MARINE LEIROMRÅDER

Prosjektet utføres av Norges Geotekniske Institutt (NGI) og Norges geologiske undersøkelse (NGU) på oppdrag fra Statens naturskadefond. NGI forestår selve faresonekartleggingen. NGU utarbeider de kvartærgeologiske kartene, selve grunnlaget for NGIs undersøkelser.

Av de 5000 km^2 med marin leire i Norge vil kartleggingen omfatte ca. 4000 km^2 (80%), i hovedtrekk områdene rundt Trondheimsfjorden og Oslofjorden. Lokale marine avsetninger på Sørlandet, Vestlandet og i Nord-Norge inngår ikke i det nåværende prosjektet. Dette av hensyn til relativt høye kartleggingskostnader for disse områdene. Arbeidene vil pågå over en periode på 10-12 år. Totalt omfatter prosjektet 51 kart i målestokk 1:50 000, hvorav 22 rundt Trondheimsfjorden og 29 rundt Oslofjorden. De totale kostnadene er beregnet til 20-25 millioner kr. (1980), eller tilsvarende de materielle tap ved Rissaskredet i Sør-Trøndelag i april 1978.

Pr d.d. utgjør kartlagt areal 2/3 av det totale. Budsjettmessig følger prosjektet de opprinnelige kostnadsoverslagene.

TOPOGRAFISKE KRITERIER FOR KARTLEGGINGSARBEIDET

Kartleggingsarbeidet er basert på topografiske kriterier. Disse er utarbeidet på grunnlag av enkle teoretiske betraktninger samt på grunnlag av analyse av en rekke kjente kvikkleireskred.

5 tidligere undersøkte norske kvikkleireskred er etterberegnet (Aas, 1979) (Furre, Båstad, Sem skole Heddal, Bekkelaget, Rissa). I alle disse tilfellene kjenner man den omtrentlige beliggenheten av glideflaten. Videre vet man at skredene skjedde meget hurtig samt at skredene er flakformet og at en dominerende del av glideflaten er plan og med meget svak helning (noen få grader). Det er likeledes utført skjærforsøk på relevant leire med relevante spenningsforhold, kritisk skjærspenning τ_{cr} er bestemt. De utførte beregningene viser at skjærspenningen langs et gjennomgående plan under hele området har en størrelse nær opp til leirens udrenerte skjærfasthet. Eksemplene indikerer således at dette er karakteristisk for denne type skred.

Erfaringsmessig er den skjærfasthetsverdi som anses representativ for tilnærmet horisontale bruddplan i norske kvikkleirer av størrelse 0.15 - 0.20 ganger leirens vertikale konsolideringstrykk, σ_{vo}'. Følgende enkle resonnement kan da gi antydning om **hvilken gjennomsnittlig terrenghelning som kan betinge skred**, eller sagt på en annen måte, **hvor langt et skred vil strekke seg innover et terreng avhengig av høydeforskjellen**: Likevektsbetingelsene for et stort flakskred med terrenghelning β er vist på fig. 2. Forskjellen mellom aktivt trykk i bakkant, P_H, og passivt trykk i forkant utgjør kun en liten del av de drivende kreftene. Drivende kraft blir således tilnærmert $\gamma \cdot H \cdot \sin \beta_{cr}$ og stabiliserende kraft $(\gamma H - \gamma_w H_u) \frac{s_{u\beta}}{\sigma_{vo}'}$

Likevekt: $$(\gamma \cdot H - \gamma_w H_u) \frac{s_{u\beta}}{\sigma_{vo}'} = H \sin \beta_{cr}$$

$$\sin \beta_{cr} = \left(1 - \frac{\gamma_w H_u}{\gamma H}\right) \frac{s_{u\beta}}{\sigma_{vo}'}$$

For små β: $$\frac{s_{u\beta}}{\sigma_{vo}'} = 0.15 - 0.20$$

Likeledes: $1 \div \frac{\gamma_w \cdot Hu}{\gamma H} = 0.5 - 0.7$

gir: $\sin \beta_{cr} = 0.075 - 0.14$

$\therefore \cot \beta_{cr} = 13 - 7$

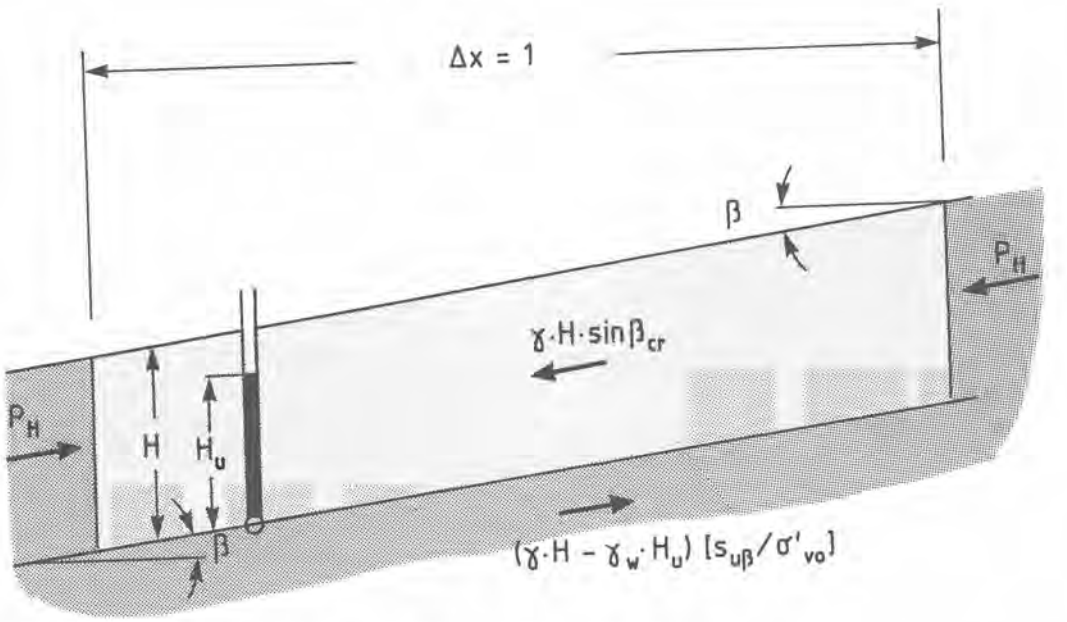


Fig. 2 Kritisk terrenghelning i kvikkleire

Betraktningen viser således at et flakskred vil strekke seg innover fra skråningsfot i en avstand av maksimalt 13 x høydeforskjellen, se fig. 3.

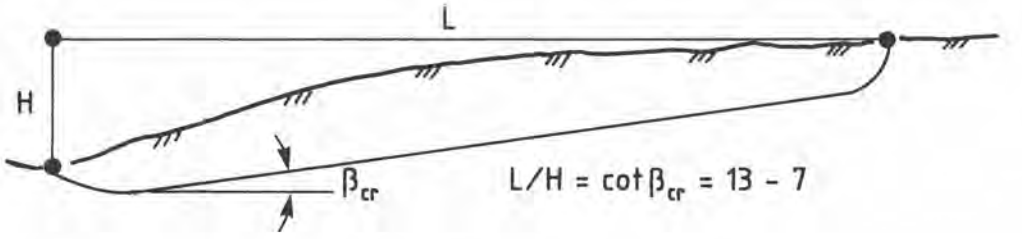


Fig. 3 Kritisk lengde-/høydeforhold for skråninger i kvikkleire

For 13 ulike kvikkleireskred, norske og svenske, er gjennomsnittlig terrenggradient (som ikke adskiller seg meget fra glideflatens gjennomsnittlige helning) etterberegnet nettopp til verdier som angitt foran. Verdiene (L/H) varierer fra 7 til 14. (Aas, 1979).

De topografiske kriteriene for kartleggingen er valgt i overensstemmelse med ovenstående resultater:

. Jevnt hellende terreng brattere enn 1:15 må vurderes nærmere.

. Terrenghøydeforskjeller på 10 m eller mer må vurderes nærmere.

. Skred antas maksimalt å strekke seg innover et terreng tilsvarende 15 x høydeforskjellen.

Til orientering kan nevnes at våre to siste kvikkleireskred, Båsad og Rissa, faller godt innenfor de valgte kriteriene. I Båstad var høydeforskjellen 20-25 m (kriteriet er 10 større) og i Rissa var terrenghelningen for hovedskredet 1:10 (kriteriet er 1:15 eller brattere).

På grunnlag av de nevnte kriteriene bearbeides de foreliggende kvartærgeologiske kartene. Områder med topografi som oppfyller kriteriene for skred blir avmerket. Områder som er mindre enn 10-20 mål blir ikke vurdert.

Neste fase i prosjektet er å utføre grunnboringer for å bestemme eventuell forekomst av kvikkleire innenfor de avmerkede områdene.

OMRÅDENE KLASSIFISERES ETTER TO MODELLER

Grunnboringene tar sikte på å kartlegge større sammenhengende forekomster av kvikkleire, forekomster som kan resultere i store skred. Som et hjelpemiddel ved utarbeidelse av program for grunnboringene er to hovedterrengmodeller beskrevet og optimal plassering av borepunktene angitt, se figurene 4 og 5. Modellene er betegnet som henholdsvis "platåterreng" og "jevnt hellende terreng". Som det fremgår av figuren er "platåterreng" representativt for områder med bratte leirskråninger og bakenforliggende flate partier. For eksempel kommer vanlig ravinert terreng innenfor denne kategorien. "Jevnt hellende terreng" omfatter skrånende terreng der bratte skrenter er fraværende eller bare utgjør en mindre del av skråningens totale høydeforskjell.

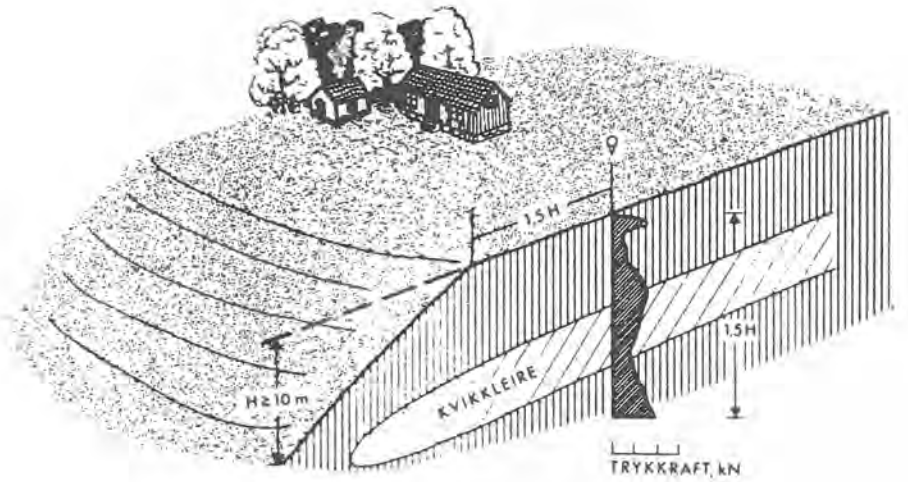


Fig. 4 Perspektivskisse av platåterreng

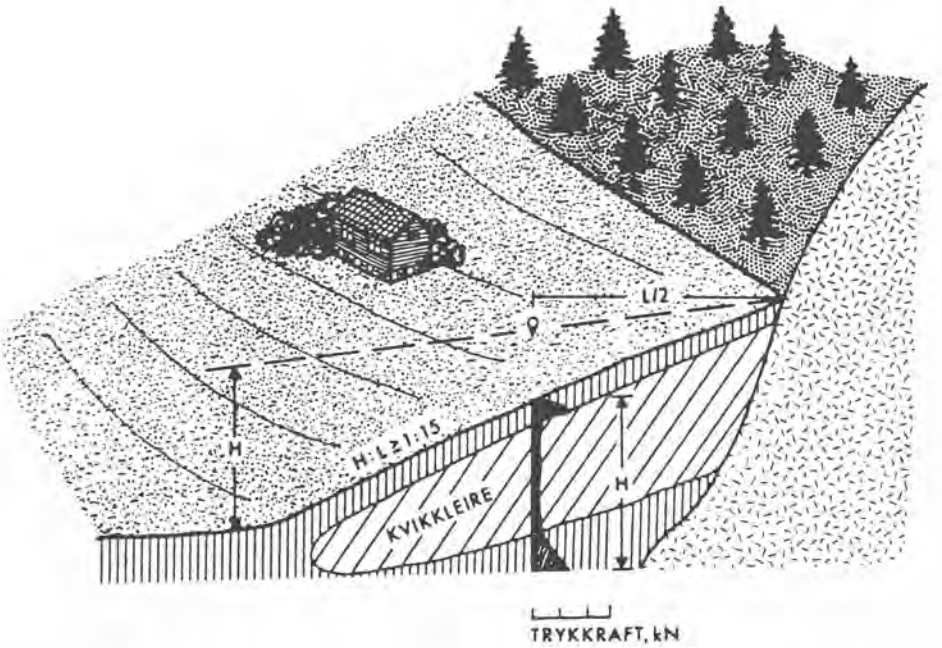


Fig. 5 Perspektivskisse av jevnt hellende terreng

Ved "platåterreng" utføres boringen(e) inne på platået i en avstand fra skråningstopp tilsvarende 1.5 x skråningshøyden. Boringen utføres til en dybde av 1.5 x skråningshøyden. I "jevnt hellende terreng" plasseres boringen(e) midt i skråningen og føres ned til en dybde tilsvarende skråningens totale høydeforskjell. En eventuell kvikkleireforekomst av noen utstrekning og beliggende i et kritisk nivå med hensyn til skredfare, vil med dette bli avdekket. Når boringene plasseres som vist på figurene 4 og 5 oppnås en best mulig terrengdekning. Dette er viktig for en rasjonell gjennomføring av prosjektet.

I praksis har det vist seg at de to terrengmodellene til sammen er representative for det aller meste av våre marine leirområder. Til tider må improvisasjoner gjøres.

FELTUNDERSØKELSENE ER BASERT PÅ DREIE-TRYKKSONDERING

Allerede fra starten var det klart at feltundersøkelsene i hovesak måtte baseres på enkle og lite tidkrevende undersøkelsesmetoder. Dette på grunn av de enormt store arealene som skulle dekkes og av hensyn til prosjektets økonomi. Dessuten må utstyret være robust, driftssikkert og mobilt. Nedtrengningsevnen må være god.

I tillegg til disse **fysiske kriteriene** må feltundersøkelsen også tilfredsstille visse krav til registrering av geotekniske forhold. Dette omfatter først og fremst evne til å skille leire fra andre jordarter samt god følsomhet overfor forandringer i en leires sensitivitet.

Blant det tilgjengelige utstyret er Geonor's dreie-trykksonderingsutstyr desidert best egnet. Dreie-trykksondering dekker de fleste av de oppsatte kriteriene og er blitt benyttet gjennom hele prosjektet. Utstyret har vist seg å fungere svært tilfredsstillende, og boredataene er stort sett enkle å tolke. I tilfeller der sonderingskurvene ikke er entydige er det foretatt supplerende undersøkelser enten ved vingeboringer eller ved prøvetagning.

Dreie-trykksondering er en "røff" sonderingsmetode. Utstyret består av 36 mm diameter stenger med en 50 mm spiss. Stengene presses ned i grunnen med en konstant hastighet på 3 m/min. og med en konstant rotasjon på 25 omdreininger/min. Nedtrengningshastigheten blir avlest kontinuerlig ved hjelp av en automatisk

skriver. Utstyret ble utviklet i 1967 og har siden blitt benyttet i stor utstrekning i Norge i sedimentære jordarter. Dreietrykksondering er i dag en vanligste sonderingsmetode i Norge. NGI har dreie-trykksonderingsutstyr montert både på beltegående og hjulgående vogner.

I løpet av de 20 årene utstyret har vært i bruk, har en fått god erfaring i å tolke dataene. I en kvikk leire vil nedpresningskraften forbli konstant eller åvta. Dette skyldes at omrørt kvikkleire ikke gir motstand ved nedpresning. Figurene 6 a, b og c viser eksempler på tolkning av dreie-trykksonderingskurver under ulike grunnforhold. Figur 6 a viser kvikk leire under en tynn tørrskorpe. Den nederste delen av sonderingen går i leire med en lav sensitivitet. Tolkningen av kurven byr her ikke på vanskeligheter. Sonderingskurven i fig. 6 b viser sand over kvikk leire. Topplag av sandmasse medfører altså ingen komplikasjoner med hensyn til å bestemme underliggende kvikkleire. Fig. 6 c består av

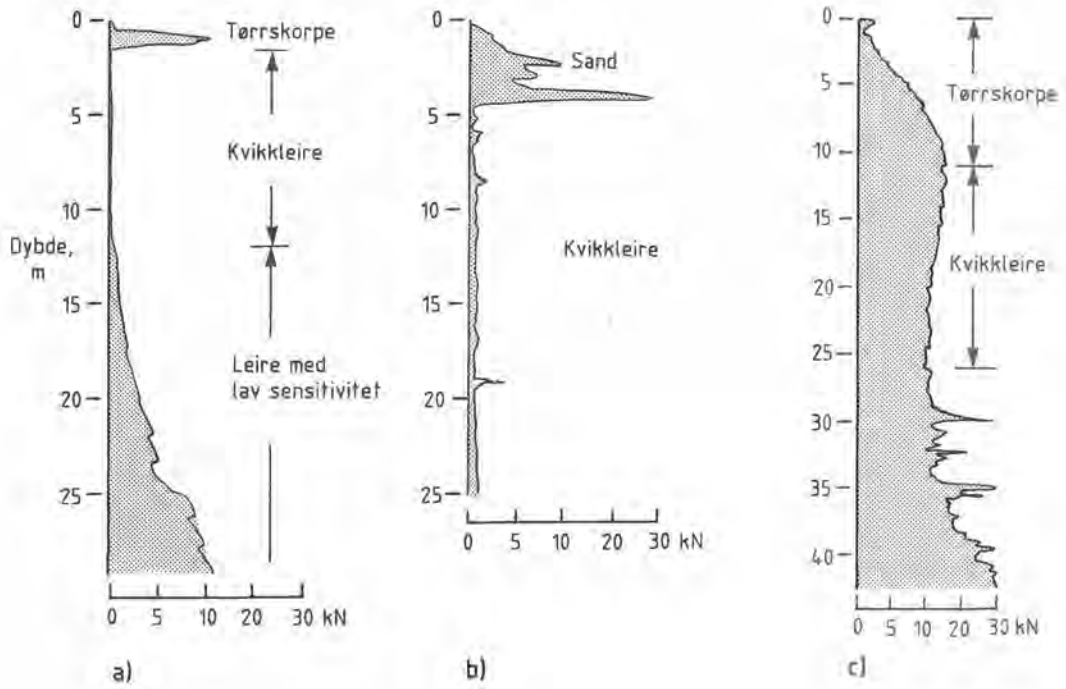


Fig. 6 Eksempler på tolkning av dreie-trykksonderinger ved ulike grunnforhold

en 11 m mektig tørrskorpe/forvitringssone og derunder kvikkleire. Kvikkleirens beliggenhet lar seg bestemme med stor nøyaktighet ved hjelp av dreie-trykksondering. Det skal bemerkes at kvikkleire bestemmes på grunnlag av **kurvens helning** og ikke på grunnlag av den registrerte nedpresningskraftens størrelse.

FARESONEKART KVIKKLEIRESKRED

Det utarbeides "faresonekart" på grunnlag av de topografiske kriteriene (spenningsnivået i leiravsetningen) og resultatene av feltundersøkelsene (eventuell forekomst av kvikkleire). Hver potensiell faresone er vist med skravur på de kvartærgeologiske kartene M = 1:50 000 samt på kart i målestokk 1:20 000. Hver sone angir det antatt maksimale areal for et eventuelt skred. Skredmassenes utløpsdistanse er ikke vurdert.

Innen de skraverte områdene forutsettes det at ethvert terrengmessig inngrep, om enn lite, vurderes av teknisk sakkyndig før påbegynnelse. Som veiledning til "teknisk sakkyndig" (kommunens tekniske etat) er det utarbeidet en "Rettledning om utføring av mindre terrenginngrep i områder med potensiell fare for kvikkleireskred". Rettledningen vedlegges kartene ved oversendelse.

Det skal presiseres at det kun er potensiell fare for kvikkleireskred som er vurdert. Utenfor skraverte soner kan det også gå skred, for eksempel i forbindelse med bratte eller høye skråninger. Slike skred vil neppe forplante seg langt bakover fra selve skredkanten (kanskje noen 10-talls meter). Kartet gir likeledes ikke informasjon om fundamenteringsmessige forhold. Dette gjelder for så vel skraverte som ikke skraverte områder. Det er således nødvendig ved alle større inngrep, også utenfor skraverte soner, at geoteknisk sakkyndig vurderer prosjektene før påbegynnelse.

Faresonene er inndelt i tre ulike kategorier, avhengig av kunnskapen om grunnforholdene innenfor hvert enkelt område. De tre kategoriene er henholdsvis skråskravur, horisontalskravur og vertikal skravur. Fig. 7 viser Faresonekart kvikkleire, Trondheim. Skråskravur vil være mest vanlig og omfatter områder der kvikkleire er påvist, men uten at stabilitetsforholdene er vurdert. Horisontalskravur angir områder der kvikkleire er påvist samt at det er utført stabilitetsvurderinger som viser akseptabel sikkerhet for områdets nåværende anvendelse. Vertikalskravuren angir områder der grunnboringer ikke er utført eller er vanskelige å tolke.

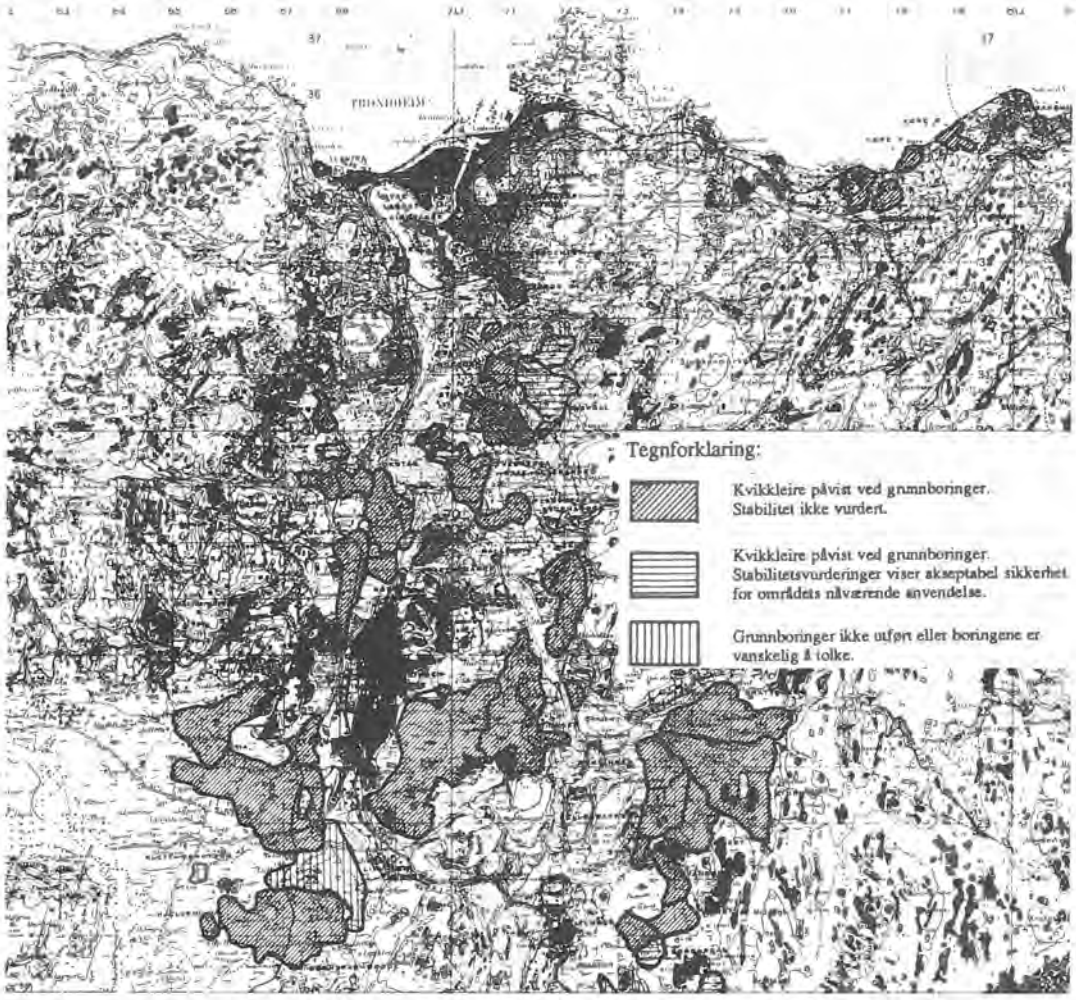


Fig. 7 Faresonekart kvikkleire, Trondheim

REFERANSER

Aas, G. (1979) Kvikkleireskred - hvor forekommer denne skredtype og hvilke sikringsmetoder har man?
Norske Sivilingeniørers Forening. Skredfare og arealplanlegging. Vurdering av faregrad og sikringstiltak. Kurs Lofthus, Hardanger 1979. 25 sider.

Gregersen, O. & T. Løken (1983) Mapping of quick clay landslide hazard in Norway. Criteria and expenses.
Symp. on Slopes on Soft Clays. Linköping 1982.
Swedish Geotech. Inst., Linköping. Report 17:161-174.

Karlsrud, K., G. Aas & O. Gregersen (1984) Can we predict landslide hazards in soft sensitive clays?
Summary of Norwegian Practice and Experience.
International Symposium on Landslides. V. proc., (1):107-130.

SNØ- OG STEINSKRED
KARTLEGGING OG ERFARINGER

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

SNOW AVALANCHE AND ROCK FALL
MAPPING PROJECTS AND EXCPERIENCES

Seksjonsleder Karstein Lied, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Artikkelen gir en generell innføring om snøskred, sørpeskred og steinskred. De vanligste skredfarlige terrengformer for snøskred blir omtalt, og en kvantitativ beregningsmetode for utløsning av snøskred basert på nedbørintensitet blir presentert. Videre blir det redegjort for hvordan maksimal utløpsdistanse for snøskred og steinskred kan beregnes. To større skredkartleggings-prosjekter over snø- og steinskredfare for Statens naturskadefond og Forsvarets kartverk blir beskrevet.

SUMMARY

The paper describes in general terms the most important features of snow avalanche terrain formations, slushflow occurence, and runout distance calculations of rock falls. A probabalistic snow avalanche forecasting method based on precipitation intensity is presented.
The paper also presents a method for maximum snow avalanche runout calculation based on topographic parameters.
Two survey mapping projects on rock falls and snow avalanches made for The National Fund for Natural Disaster Assistance and for The Norwegian Military Geographic Service are described.

SNØSKREDTERRENG

I bratte fjellsider forekommer vanligvis følgende skredtyper i Norge:

- snøskred
- sørpeskred
- steinsprang
- flomskred

I dette foredraget skal jeg omtale de tre første skredtypene, med hovedvekt på snøskred.

Snøskred kan forekomme i nær sagt alle typer terreng som er brattere enn 30° og som ikke er dekket av tett skog. Selv om snøskred kan utløses nesten hvor som helst i ekstreme tilfeller, kan det likevel være av interesse å gjennomgå de terrengformer hvor skred vanligvis blir utløst.

Snøskredene varierer svært i størrelse og hyppighet, i mange skredområder utløses skred hver vinter, i andre områder kan det gå flere hundre år mellom hver gang det forekommer skred.

De største snøskredene vi har undersøkt i Norge har et vertikalfall på opptil 1800 m. Horisontal utstrekning på de lengste er av størrelsesorden 3500 m. Volumene i slike skred kan bli betydelige, i enkelte tilfeller opp til ½ - 1 mill. m^3 snø.
Hastigheten til store, tørre snøskred er vanligvis fra 30-60 m/s. Det er selvsagt at slike store skred vil medføre ødeleggelser om bebyggelse eller andre konstruksjoner blir truffet. På den annen side kan også svært små skred medføre fare eller skader på hus. Skred med fallhøyder på 20 m med noen hundre m^3 volum kan være nok til å trykke inn vinduer og dører, og være livstruende.

Et skredområde kan i grove trekk deles i tre:

Løsneområdet	- området der bruddet i snødekket oppstår og skredet utløses
Avleirings- eller utløpsområdet	- området i dalbunnen der skredet bremses opp og stanser
Skredløpet	- partiet mellom løsneområdet og avleiringsområdet

Løsneområdet

Når bruddet i snødekket inntreffer slik at skred utløses, skjer dette praktisk talt samtidig over et større område. Alle større snøskred oppstår på denne måten og skredtypen kalles flakskred.

Terrenghelningen i løsneområdet er den faktor som har størst betydning for skredfrekvensen når vi ser bort fra klimatiske forhold.
I alminnelighet vil det gå små, men hyppige skred når løsneområdet er bratt (50-60°), mens skredene blir sjeldne når terrenghelningen i løsneområdet går ned mot 30°. Etter de undersøkelser som er foretatt her i landet ser det ut til at den optimale terrenghelning for større skred ligger på omkring 40°.

Ved terrenghelning mellom 30-50° løsner kanskje 90% av alle skred som fører til skader. For at det skal gå skred ved terrenghelninger ned mot 30° må enten snøakkumulasjonen være usedvanlig intens, eller stabiliteten i snødekket må nedsettes på annen måte, f.eks. ved at det gjennom lengre tid dannes sjikt med liten fasthet. Frekvensen av skred fra terreng med liten helning blir derfor lav. Når terrenget er brattere enn ca. 60° går skredene som mindre løs-snøskred etter hvert som snøen avlagres.

Det som videre karakteriserer de fleste løsneområdene for snøskred er at områdene finnes på steder i fjellsiden som ligger i lé for vinden. Her samles det opp mer snø enn i fjellsiden forøvrig fordi vindstyrken nedsettes og snø avleires. Slike lé-områder finnes i botner, skål-formede forsenkninger av forskjellig størrelse og utforming og i gjel og bekkedaler i fjellsiden.

Terrengtype	Prosentvis fordeling
Botner	12
Dype skar, gjel	27
Åpne skåler, bekkedaler	10
Svaberg	10
Konvekse partier	29
Nedenfor forankringssoner	12

Tabell 1: Terrengformer i løsne-området.

Som tabell 1 viser, løsner ca. 50% av alle skred fra områder i fjellsiden hvor vinden har mulighet til å lagre større snømengder enn ellers. Vanligvis kommer også de største skredene fra slike lé-områder i fjellsiden.

De konvekse eller fremstikkende partiene i en fjellside vil svært ofte blåse rene for snø eller ha mindre snø enn gjennomsnittet.
Men når snøen først legger seg slike steder, vil det lett oppstå strekk-spenninger og derved også skred.

Når et område skal vurderes mht. snøskredfare, bør man starte med å lete etter mulige løsne-områder, først på kart og flybilder, deretter ved rekognosering i terrenget. Alle områder som er brattere enn 30°, må i utgangspunktet betraktes som mulige løsne-områder, og alle léområder må vurderes nøye.

Skredløpet og avleiringsområdet. Som før nevnt starter gjerne skredene i forsenkninger i fjellsiden. Stort sett vil skredet følge "djupålen" i terrenget og hele tiden søke seg frem til laveste punkt, eller minste motstands vei. Markerte rygger og hauger virker til å lede skredet. Er snøen tørr, og skredet har stor fart, kan likevel snømassene gå over slike forhøyninger, selv om de er 25-30 m høye. Jo større farten og volumet på skredet er, desto større evne har skredet til å gå rett frem, dvs. i den retningen som fjellsiden eller skråningen heller i store trekk.

Vanligvis begynner oppbremsingen av tørre skred når terrenghelningen kommer ned mot 15-20°. Store, tørre skred kan gå langt utover flat mark og krysse dalfører på flere hundre meters bredde, mens mindre skred stopper i eller nær skråningen der de ble utløst. Det samme gjelder når snøen er fuktig eller våt, fordi friksjonen i snømassene da er stor.

SKREDENES UTLØPSOMRÅDE

En vesentlig problemstilling ved vurdering av skredfaren er spørsmålet om hvor langt ut i dalbunnen eller ut fra fjellsiden skredmassene kan tenkes å nå. I det praktiske rådgivningsarbeidet er vurderingen av skredenes rekkevidde et av de vanligste problemer man blir stilt overfor. Samtidig er det et av de spørsmål som er vanskeligst å besvare.

En metode for beregning av maksimal utløpsdistanse basert på topografiske forhold i skredområdet er utarbeidet av NGI.
Ved kartlegging av ca. 200 skred som alle antas å ha nådd sin maksimale utbredelse har vi kommet fram til 4 terrengparametre for beregning av utløpsdistansen (se fig. 1).

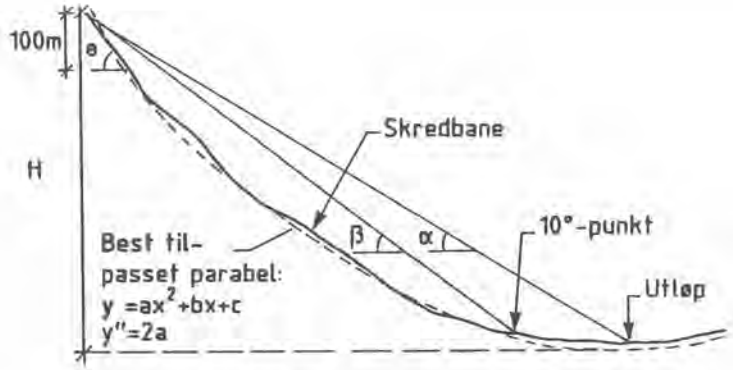


Fig. 1 Terrengparametre for beregning av maksimalt skredutløp.

1) Vinkel mellom bruddsted og 10° punkt: β
(det punkt i skredbanen der terrenghelningen er 10°)

2) Total fallhøyde av skredet: H

3) Terrenghelning i løsneområdet: θ

4) Terrengprofilet av skredbanen beskrevet
ved 2. deriverte av 2. gradsfunksjon: γ''

Ad. pkt. 4: Det har vist seg at terrengprofilet fra de fleste fjellsider kan tilpasses en 2. gradsfunksjon av typen $\gamma'' = ax^2+bx+c$. Funksjonens 2. deriverte: $\gamma'' = 2a$ beskriver krumningsforholdene i terrengprofilet.

Ved regresjonsanalyse er følgende uttrykk for α-vinkelen beregnet:

$$\alpha = 0.92\beta - 7.9 \cdot 10^{-4} \cdot H + 2.4 \cdot 10^{-2} \cdot H \cdot \gamma'' \cdot \theta + 0.04$$

Standard avvik er 2.3^{o}, korrelasjonskoeffisient R = 0.92.

Ved hjelp av parametre som kan leses direkte ut fra kartet er det mulig å beregne noenlunde nøyaktig rekkevidden av sjeldne snøskred på denne måten. Også denne metoden medfører usikkerhet og må kun benyttes i kombinasjon med erfaring og skjønn. Pr. idag finnes det ingen matematisk metode som med stor nøyaktighet (størrelsesorden 10 m) kan brukes til å beregne maksimal rekkevidde av snøskred.

NGI har også utviklet en dynamisk beregningsmoell for hastighet og rekkevidde for skred ved å betrakte skredet som et granulært materiale med viskoplastiske egenskaper. Det vil føre for langt å komme inn på denne modellen her, metoden er nærmere beskrevet av Norem et. al 1988.

Værforhold som fører til snøskred.

De meteorologiske faktorene som har størst betydning for utløsning av snøskred er: snøfallintensitet og varighet, vind (styrke og retning) og temperatur. Av disse er snøfallintensiteten den viktigste faktor. Det er foretatt tallrike analyser av hvilke snø- og værforhold som fører til skred. Ved NGI's skredforsknings-stasjon på Strynefjellet har vi analysert forholdet mellom skredutløsning og akkumulert nedbør i 3 og 5-døgnsperioder. Undersøkelsen er gjort i 5 forskjellige skredløp (se fig. 2 og 3).

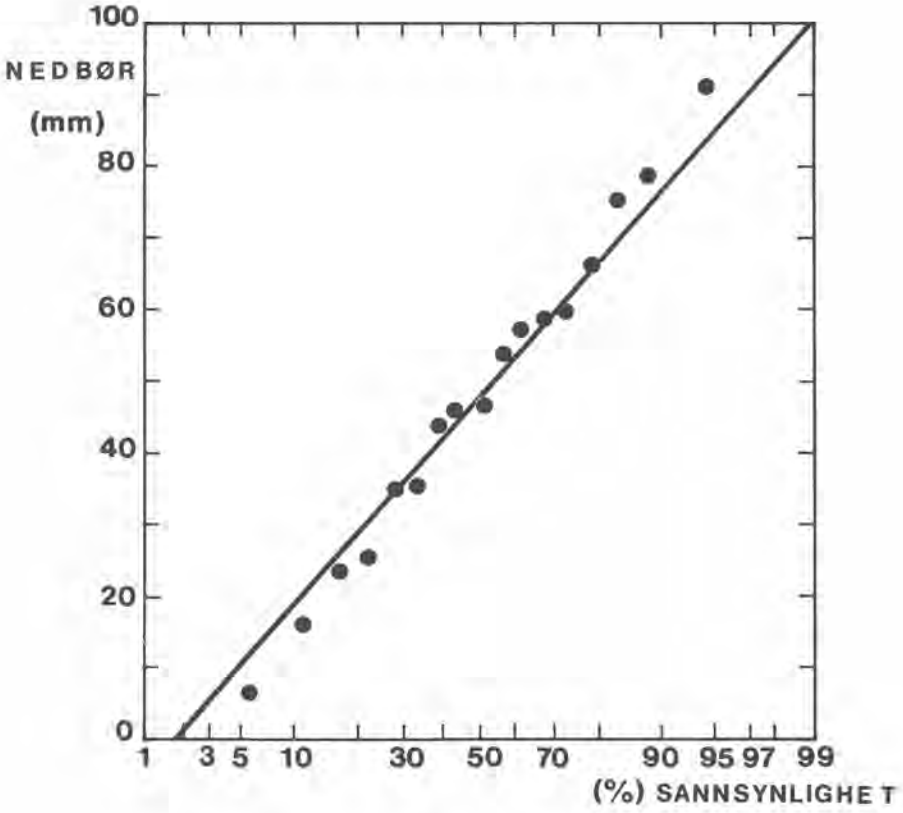


Fig. 2. Kumulativ sannsynlighetsfordeling av tre-dagers nedbør som fører til skred i Raffelsteinfonn på Strynefjellet (Bakkehøi 1987).

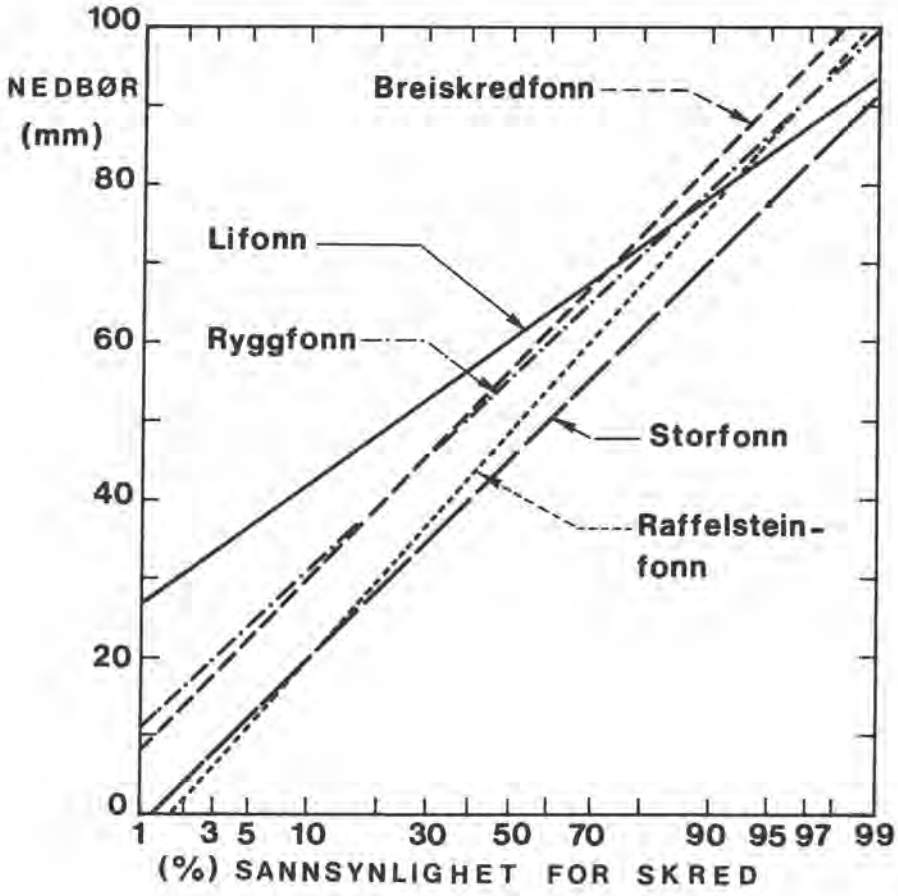


Fig. 3 Fordelingskurver for fire skredbaner vist på normalfordelingspapir. (Bakkehøi 1987)

Nedbørsmengden ved hver enkelt skredhendelse er plottet inn på normal-fordelingspapir, og man kan derved uttrykke sannsynligheten for skred kvantitativt. Som diagrammene viser, øker skredsannsynligheten fra 5% ved 10 mm nedbør i løpet av 3 dager, til 96% sannsynlighet ved 90 mm nedbør (Bakkehøi 1987). Nå vil imidlertid både vindstyrke, retning og luft-temperaturer, samt snødekkets stabilitet før snøfallet, også ha betydning for utløsningstidspunktet. Nedbørsmålinger alene gir derfor ikke et fullstendig svar på graden av skredfare.

SØRPESKRED

Sørpeskred er en hurtig bevegelse av snø og vann, og skredene utløses når poretrykket og gravitasjonskomponenten langs bakken blir større enn friksjonen mot underlaget og strekkstyrken til snødekket. Basal akkumulasjon av vann i snødekket skjer når vanntilførselen er større enn avrenningen. Kritiske vannmengder kan bli tilført snødekket i forbindelse med kraftig regnvær vinterstid, ved smelting av nysnø om høsten sammen med nedbør, og i perioder med spesielt kraftig snøsmelting om våren.

Sørpeskred forårsaker hvert år store skader i Norge. Både mennesker, bygninger, veger, jernbane, kraftlinjer og ulike konstruksjoner rammes. Når skredtypen likevel er "lite kjent" er det fordi hendelsene i dagligtale og media vanligvis omtales som snøskred eller flom.

På grunn av de store samfunnsmessige problemer med sørpeskred, tok NGI opp sørpeskred som et spesifikt satsningsområde i 1983. Pr. idag har arbeidet vært konsentrert om geomorfologiske og klimatiske forhold relatert til sørpeskred. Et betydelig datamateriale er i den anledning samlet inn.

Undersøkelser har vist at utløsning av sørpeskred er knyttet til de 4 hovedfaktorene: lokaltopografi, grunnforhold, vanntilgang og snødekkeforhold. Skredene utløses først og fremst i tilknytning til bekke- og elvefår, iblant også andre steder der vann konsentreres i terrenget under kraftig regnvær og/eller snøsmelting vinterstid.

Skredene starter oftest der det er impermeabel fjellgrunn. Ellers gjerne i tilknytning til kulper og stein i bekkeløpene der vann kan akkumulere og/eller snødekket er svakt.
Hardfrosset mark er for øvrig vanlig ved de fleste skredsituasjoner. Nysnø og grovkorna løs snø er mest skredutsatt. Spesielt ved sistnevnte snøtype kan det bli både mye skred og store skred innen større regionale områder. Hvilke vannmengder som skal til for å utløse sørpeskred henger således både sammen med snøhøgda og de hydrologiske betingelsene i snødekket, og infiltrasjons- og avrenningsforholdene ved bakken.

Distrikter som er utsatt for kraftig lavtrykksaktivitet vinterstid er mest utsatt for sørpeskred. Det vil si Vest- og Nord-Norge. Sørpeskred forekommer også i avsmeltingsperioden om våren.

Betrakter man en "gjennomsnittlig" vestlandsdal med tanke på sørpeskred vil følgende faktorer være av betydning: Områdene er nedbørrike, slik at her kan være mye snø og komme store nedbørmengder som snø og/eller regn på kort tid. I bratte lier er det mange bekkeløp som kan svulme raskt opp, og elvefår med større nedslagsfelt som kan gjøre det samme. Dette henger også sammen med at løsmassedekket ofte er sparsomt, og at det ofte er fjellgrunn i bekke-løpene. Frosset mark og tilfrosne bekkeløp har tilsvarende innvirkning på dreneringsforholdene.

I bratte bekkefår over fjellgrunn eller med tilfrosne løp, vil sørpeskred kunne inntreffe selv ved relativt moderate nedbørmengder.
Mengden av snø som transporteres med bekkene vil imidlertid være avgjørende. Den vil både avhenge av snøhøgda og i hvilken grad snødekket langs selve løpet vil dras med når bekken går opp. Det vil si strukturen og teksturen til snødekket.

Bekker som kan komme med skred selv ved relativt moderat vanntilførsel, vil normalt også være de som kommer først i situasjoner med stor skredaktivitet. I slike situasjoner er det ofte vanlig at det løsner flere skred fra suksessivt høgere nivå, i samme bekkeløpet. De største skredene vil man få der vannføring og snøtilgang er størst. I situajoner med stor skredaktivitet og vanntilgang kan det også komme skred etter ellers ukjente og ubetydelige bekkeløp.

Langs mange av bekke- og elveløpene finnes det bratte sideskråninger der det kan løsne snøskred som kan demme opp løpene. Slike oppdemninger med påfølgende hurtig drenering av større vannmasser er en vanlig årsak til sørpeskred.

Hvor stor del av et nedslagsfelt som bidrar med vann til et løsneområde vil blant annet være avhengig av temperaturgradienten med høgda.

Kjennskap til temperaturgradienten er med andre ord nødvendig både for estimering av regn- og smeltevannstilskuddet til et løsneområde.

For de fleste potensielle skredbanene innen et aktuelt område vil det være mulig å fastslå hvor sannsynligheten for skredutløsning er størst. På basis av klimadata arbeider NGI også med å utvikle generelle kvantitative metoder for å forutsi når sørpeskred kan forventes å inntreffe, ut ifra de komplekse relasjoner man har mellom topografi, grunnforhold, snødekkeforhold, temperatur og vanntilgang (Hestnes et.al. 1987). Å utarbeide tilfredsstillende evalueringskriterier for et bestemt skredløp vil i tillegg kreve nærmere erfaringsmateriale fra hver enkelt lokalitet.

STEINSPRANG, STEINSKRED OG FJELLSKRED

Disse skredtyper kan i prinsippet forekomme alle steder der fjellsider og andre fjellpartier er brattere enn fjellets friksjonsvinkel. Avløst materiale beveger seg nedover når tyngdekraftas komponent langs underlaget er større enn friksjonskrafta.

Utfall av bergmasser inndeles etter størrelsen på utfallet på følgende måte:

Steinsprang	$V < 100\ m^3$
Steinskred	$100 < V < 10000\ m^3$
Fjellskred	$V > 10000\ m^3$

V = volumet av de primært avløste skredmasser

NGI har arbeidet både med stabilitetsanalyser av fjellpartier, og med rekkevidden av stein- og fjellskred. E. Grimstad vil i sitt foredrag belyse viktige stabilitetsmessige forhold. Nedenfor skal jeg behandle forhold som har betydning for rekkevidden dvs. utløpsdistansen av steinskred.

Skredblokkfrekvensen langs en fjellfot gir en viss pekepinn på en fjellsides stabilitet og utløpsdistansen til tidligere skredmasser. Man må imidlertid være oppmerksom på at dagens skredblokkutbredelse ofte kan være bestemt av menneskelige inngrep. Det finnes også bratte fjellpartier der det nesten ikke ligger skredblokker langs fjellfoten.

Utløpsdistansen for fjellskred øker med størrelsen på utfallet, og overstiger langt utløpsdistansen for andre blokkutfall.
Hyppigheten til slike store skred er imidlertid relativt liten.
Det kan iblant også være et spørsmål om i hvilken grad det er rimelig eller mulig å ta hensyn til den potensielle fare for fjellskred i f.eks. boligplanlegging.
Det er imidlertid av større viktighet å ha gode metoder for beregning av rekkevidden til steinsprang og steinskred. Vi har angrepet dette problemet på to måter: dels med teoretiske studier over dynamikken i stein og blokker som beveger seg i en skråning, og dels ved innsamling av erfaringsdata fra inntrufne steinskred. De dynamiske analysene har særlig gått ut på å undersøke rulle- og kastebevegelsen til steinblokker som beveger seg nedover en skråning. Spesielt viktig i denne sammenheng har det vært å komme fram til et beregningsapparat for spranglengder og høyder, og vi har pr. idag fått utviklet en teoretisk analysemetode som gjør at vi med rimelig sikkerhet kan besvare disse spørsmålene.
I arbeidet med rekkevidden av steinsprang har vi også utviklet en empirisk modell som i hovedtrekk ligner modellen for snøskredutløp i det den legger til grunn terrengparametre fra skredbanen (se fig. 4). De viktigste terrengparametrene er:

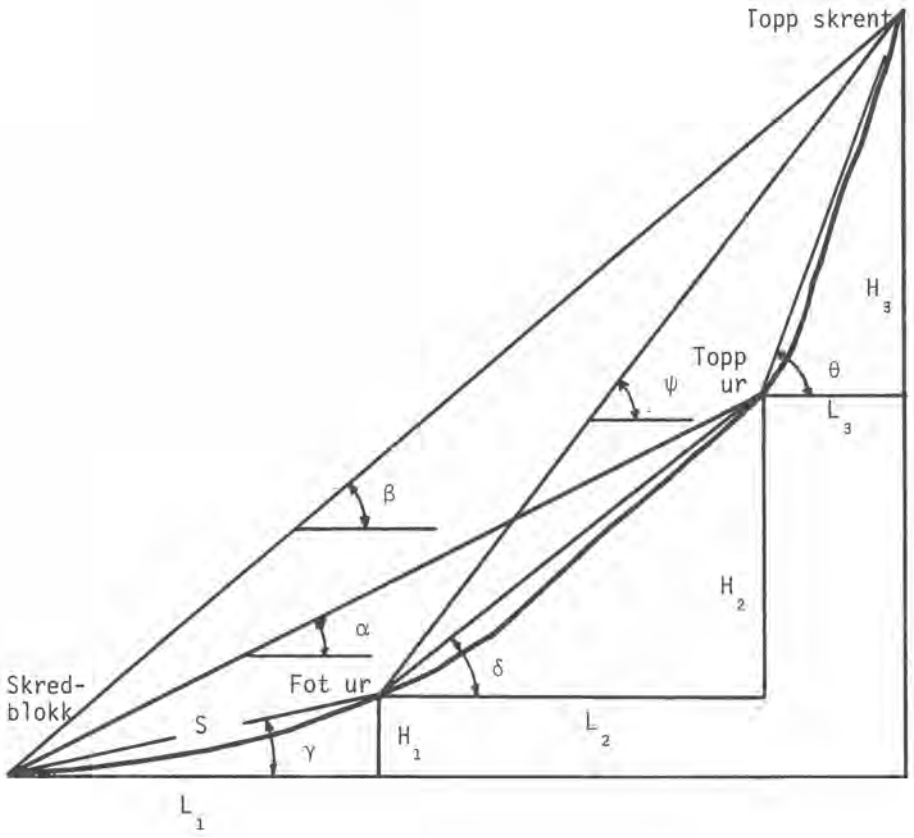


Fig. 4: Topografiske parametre av betydning for rekkevidde av steinskred.

- Fjellsidens høyde over ura (H_3)
- Terrenghelning av fjellsiden over ura (θ)
- Uras størrelse (H_2, L_2) og gradient (δ)

- Gjennomsnittlig gradient fra skredblokken til:
  - toppen av øverste skrent i fjellsiden (β)
  - toppen av ura (α)
  - foten av ura (γ)
- Gjennomsnittlig gradient for foten av ura og til toppen av øverste skrent i fjellsiden (ψ)

Etterhvert som vi får analysert flere måldata fra observasjoner av steinsprang venter vi å få et bedre bilde av hvor langt steinsprang i praksis vil nå uttrykt ved gjennomsnittsverdier, korrelasjonskoeffisienten og standardavvik.

Ved hjelp av statistisk analyse av ca. 100 skredtilfeller har vi til nå utarbeidet enkle regresjonsligninger for sannsynlig rekkevidde av steinsprang. (Domaas 1985).
Ligningene er av typen:

$S = f(H)$ Utløpet avhenger av fjellsidens høyde

$\beta = f(\psi)$ Utløpet (vinkel) avhenger av hvor bratt fjellsiden er ovenfor urfoten.

Kombinasjonen av empiriske data og teoretiske modeller gjør at vi med en rimelig grad av sikkerhet kan forutsi spranglengder, høyder, trykkvirkninger og rekkevidde av steinsprang.

Kartlegging av skredfarlig terreng.

NGI driver for tiden to større kartleggingsprosjekter som omfatter snø- og steinskredfare. Det ene utføres for Statens naturskadefond og omfatter snø- og steinskred, det andre utføres for Forsvaret og omfatter snøskred.

Begge kartprosjektene går ut på å lage oversiktskart i målestokk 1:50000 over potensielle fareområder.

Kartgrunnlaget består av digitale utgaver av M711-kartserien, det topografiske hovedkartverket over Norge. Kartene mottas på magnetbånd fra Statens Kartverk og legges inn på vårt PRIME regneanlegg. Til hvert kartblad opprettes det en terrengmodell ved hjelp av TERMOS terrengmodellsystem. Modellen skaffer oss en svært nøyaktig matematisk gjengivelse av det opprinnelige kartet som vi kan foreta beregninger på. (Toppe 1987).

Første trinn i selve kartleggingen består i at TERMOS identifiserer alle områder på kartet som er brattere enn 30°. Vi har valgt denne verdien fordi erfaring har vist at dette representerer nedre grense for terrenghelninger der både stein- og snøskred kan løsne. Kartet med "30°-områdene" legges inn på en grafisk arbeidsstasjon. (Tektronix 4115). Deretter starter beregningen av skredutløp. Dette skjer ved at operatøren legger inn senterlinjen for hver skredbane på kartet, fra startpunktet øverst i fjellsiden innenfor 30°-områdene, og ut i dalbunnen. Deretter beregner TERMOS maksimal rekkevidde av snøskred eller steinskred langs denne linjen. Beregningsmetodene er beskrevet foran. Ut fra senterlinjen for skredet som trekkes på kartet, identifiserer TERMOS automatisk de nødvendige terrengparametre som skal til for å gjennomføre beregningen. Maksimal rekkevidde i et skredområde av gjennomsnittlig størrelse blir beregnet i løpet av ca. 5 sek.

Ved hjelp av tegne- og redigeringsrutiner blir deretter de enkelte skredløpene føyd sammen til kontinuerlige soner over potensielle skredområder. (Fig. 5).

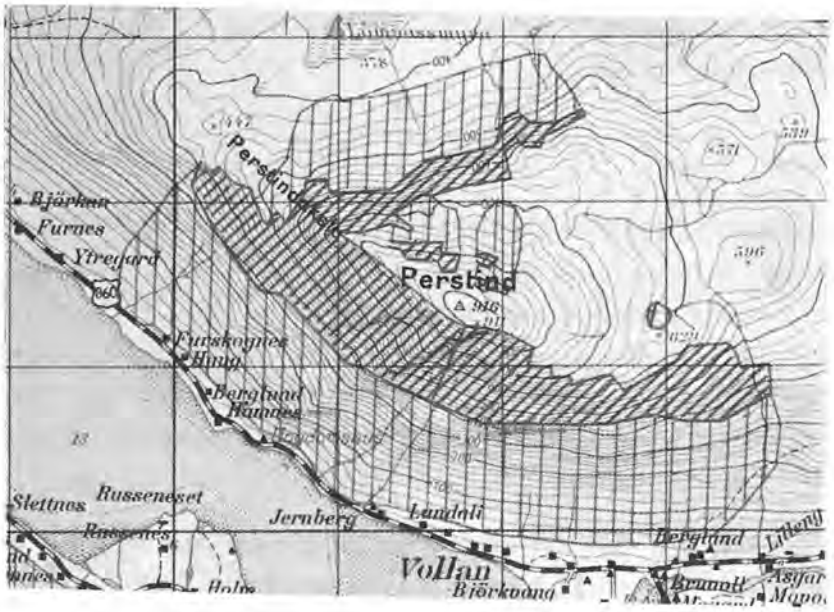


Fig. 5. Utsnitt av oversiktskart over snøskredområder utarbeidet for Forsvaret. (M 1:50.000). Tett skravur : Løsneområder
Åpen skravur : Utløpsområder

I tillegg til arbeidet beskrevet ovenfor foretas det befaringer i marken, samt studier av flyfoto, for at utbredelsen av de potensielle skredsonene skal bli så korrekt som mulig.

Stein- og snøskredkartene for naturskadefondet dekker kun bebodde og sannsynlige utbyggingsområder, og det aller meste av fjellområdene på kartbladene er derfor utelatt. Av de ca. 600 kartbladene som dekker hele landet var det opprinnelig meningen at ca. 200 blad skulle omfattes av oversiktskartleggingen.
Omfanget av kartleggingsarbeidet er imidlertid avhengig av årlige statlige bevilgninger, og vurderes fra år til år. Hittil er ca. 70 kartblad behandlet.

Forsvaret er først og fremst interessert i å få kartlagt de vanligste øvingsområdene i Nord-Norge, og det meste av fjellterrenget i Troms og

nordlige deler av Nordland vil bli kartlagt. På Forsvarets kart vurderes og kartlegges hele området på hvert kartblad. Til idag har vi utarbeidet 23 kartblad.

ERFARINGER

Bygningsloven og byggeforskriftene setter strenge krav til sikkerhet mot skred. I følge forskriftene skal bygninger i inntil 2 etasjer, der det normalt oppholder seg mennesker, ikke utsettes for en skredsannsynlighet som er større enn 1 promille pr. år. Dette tilsvarer skred med et gjentakelsesintervall på maksimum ett skred hvert 1000 år i gjennomsnitt. I denne kategorien kommer både våningshus og boligbrakker på anleggssteder.

Med slike krav til gjentakelsesintervall for skred mot bygninger, kan det ofte være vanskelig å finne plass for boligfelt, anleggsbrakker etc. i trange vestlandsdalfører og i fjellet. Det må imidlertid være riktig at skredsikkerheten prioriteres høyt. All erfaring hittil viser at i de tilfeller der boligområder eller anleggssteder blir utsatt for fare eller direkte skade som følge av skred, fører dette til sterk frykt hos beboere eller arbeidstakere, og ofte til store økonomiske krav mot dem som har ansvaret for at boligfeltet eller anlegget kom i faresonen. Fra oppsitternes side blir det som regel fremmet krav mot kommunen om full økonomisk kompensasjon enten ved sanering eller full sikring av boligområdet, og i forbindelse med anleggsdrift krav om økonomisk kompensasjon fra entreprenør mot byggherre. Fra de senere år er det flere eksempler på erstatningskrav på 10-20 mill kr, som er mye penger for mindre utkantkommuner og for de fleste byggherrer.

En annen viktig erfaring jeg har gjort etter ca 20 års arbeid med skredproblemer, er at vurdering av skredfare fortsatt i stor grad bygger på skjønn og erfaring. I løpet av disse årene har vi utviklet gode beregningsmodeller som hjelper oss langt på veg, men vi er fremdeles et langt stykke fra å kunne svare eksakt på hvor og når det går skred.

LITTERATURLISTE:

Bakkehøi, S: Snow avalanche prediction using a probabalistic method
Avalanche Formation, Movement and Effects.
IAHS Publication No. 162, 1987.

Domaas, U: Rekkevidden av steinsprang.
NGI rapport 58500-1, 1985.

Hestnes, E., Bakkehøi, S. & Sandersen, F:
Meteorological significiance to slushflow release.
Norwegian Geotechnical Institute, Report 58200-5, 1987.

Lied, K: Identifikasjon av skredfare basert på studier av
terrengformer, vegetasjonsforhold og løsmateriale.
NGI-intern rapport 58302-13, 1978.

Norem, H., Irgens, F. & Schieldrop, B:
Simulation of Snow avalanche Flow in Runout zones.
Annals of Glaciology no. 13, 1989.

Schieldrop, B: Dynamiske regnemodeller for steinskred.
NGI rapport 58500-3, 1988.

Toppe, R: Terrain Models - A tool for Material Hazard Mapping.
Avalanche Formation, Movements and Effects.
IAHS Publication No 162, 1987.

VINTERSKRED I TRØNDELAG 1988/89.
STATISTIKK OG ÅRSAKSFORHOLD.

Landslides in Trøndelag, winter 1988/89.
Statistics and causalities.

Rådgivende ingeniør Jarle Th. Nestvold
KUMMENEJE A/S.

SAMMENDRAG

Vinteren 1988/89 medførte en uvanlig høy ras-aktivitet i Trøndelag og til dels Helgeland. I alt ble det registrert ca. 100 enkelt-tilfeller. Selv om mange av disse var "små", var de samlede materielle skader av størrelses-orden rundt 20 mill. kroner. Ett menneskeliv gikk tapt.

Rasene inntraff i områder som hadde ekstremt kraftig nedbør, til dels over 3 ganger normal månedsnedbør i vintermånedene november - januar, og samtidig uvanlig høy temperatur. De fleste skjedde i skråninger med relativt fast leire, silt, sand eller morene, som følge av høy grunnvannstand og høye poretrykk. Bare et fåtall inntraff i områder med kvikkleire.

SUMMARY

Parts of Central Norway experienced a large number of land-slides during the winter months of 1988/89. The majority of the approx. 100 cases were smaller slides, but total material damages can be estimated at approx. NOK 20 mill., and one person was killed.

The situation of poor stability was caused by extreme precipitation and high temperatures, leading to rise in ground water levels and pore pressures.

The major part of the slides occured in slopes of firm clay, silt and even moraine.

Deler av Midt-Norge opplevde en unormalt høy rashyppighet vinteren 1988 - 89. Spesielt var Trondheim og de nærmeste områder sør for byen (særlig Melhus) hardt rammet. Helgeland (området Vefsn - Rana) hadde også en kortere periode med mange tilfeller. I alt kjennes ca. 100 enkeltsaker, som varierer fra små utglidninger til større ras som forårsaket tap av ett menneskeliv og betydelige materielle skader, og vakte stor oppmerksomhet. En del fellestrekk kan registreres, og enkelte av tilfellene kan ha trekk av mer spesiell interesse.

En slik konsentrasjon av rastilfeller må vanligvis kunne relateres til spesielle forutsetninger, og den felles hovedårsak er klar: De klimatiske forhold var også unormale.

Fra juli 1988 av, og spesielt i vintermånedene november - januar, hadde landsdelen nedbørsmengder langt over det normale. Værstasjonen på Leinstrand, sentralt i det rasrammede området, hadde således 340% av normal månedsnedbør i november, 195% i desember og 314% i januar:

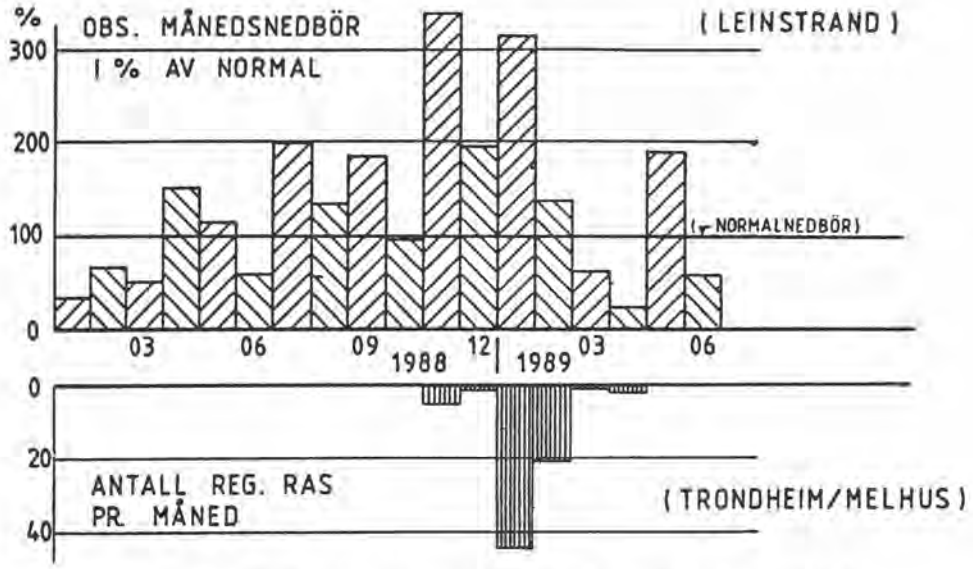


Fig. 23.1. Nedbør/rashyppighet i Trondheimsområdet.

Samtidig var temperaturen gjennomgående en god del høyere enn normalt. Nedbøren falt i hovedsak som regn, som ble kombinert med snøsmelting etter de kortere perioder med snøfall. Det var ikke tele i bakken, - både regn og smeltevann trakk derfor i høyere grad enn vanlig ned i grunnen og hevet grunnvannstand og poretrykk, mens terrengoverflaten var sårbar for erosjon.

Det er et helt typisk trekk at de langt fleste rastilfellene rammet områder med "gode grunnforhold", - man kan si oftest skråninger som er (eller var) så steile og høye at de bare kan finnes der det er "gode grunnforhold". I mange av tilfellene besto grunnen av fast leire, men også i sand og silt og i fast morene gikk det ganske alvorlige ras. En del av skråningene var "strammet opp" ved menneskelige inngrep. Listen omfatter imidlertid også en del naturlige skråninger, eller skråninger der eventuelle menneskelige inngrep fant sted for 50 - 70 år siden og situasjonen har fortonet seg stabil og trygg. - Videre er det bare i et par unntakstilfelle at ytre erosjon i bekk eller elv kan ha vært ut-

løsende eller medvirkende årsak. De fleste tilfellene kan derfor tilbakeføres direkte til forhøyet grunnvannstand, økt poretrykk og reduserte effektivspenninger, og til dels vanntrykk i åpne sprekker.

Forhøyet grunnvannstand kan også avleses på et par tilfeldig igangværende piezometre, men generell kvantifisering i forhold til en normaltilstand er ikke mulig. Det bør være av interesse å etablere referansemålinger, bl.a. for å kartlegge variasjonsområdene og for å se om kortvarige målinger i konkrete bygge- eller vurderingssaker må antas å representere en gunstig eller ugunstig tilstand.

Den eneste skredulykken hvor menneskeliv gikk tapt, skjedde på Hovin i Gauldalen 29.januar 1989: I en av periodene med både kraftig nedbør og snøsmelting utløstes et skred i en 35 - 40 m høy steil skråning og knuste et bolighus nederst i skråningen:

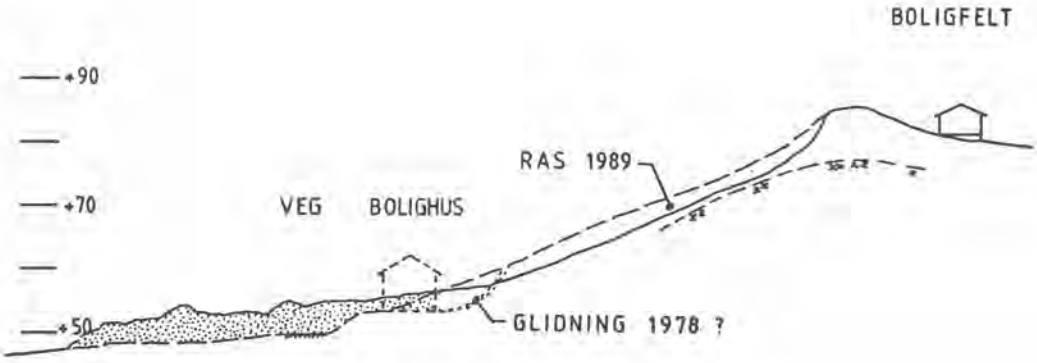


Fig. 23.2. Skred ved Hovinåsen, 29.januar 1989.

På dette stedet var det erfart stabilitetsproblemer allerede da huset ble bygd i 1978. Om det kan knyttes forbindelse mellom problemene i byggetiden og skredet i 1989 er uklart, - skadene er så totale at hendelsesforløp og bruddmekanikk er umulig å dokumentere i detalj, men bruddflaten var helt forskjellig. Grunnforholdene domineres av middels fast til fast, lite sensitiv leire, til dels i beskjeden mektighet over fjell. Ut fra en ingeniørgeologisk betraktning av opprinnelse og dannelsesmåte, kombinert med etterpåklokskap, er det rimelig at sikkerheten kunne være lav selv uten ekstreme påkjenninger. - Skredet nødvendiggjorde også relativt omfattende sikringsarbeider for å verne omkringliggende bebyggelse.

Et skred med nokså store dimensjoner og konsekvenser var også skredet ved Nordhaugvegen i Trondheim, 15.februar 1989.

På vestsiden av Nidelva ved Sluppen er det her en steil skråning med total høydeforskjell på vel 80 meter. Det er grunt til fjell og til dels fjell i dagen i deler av skråningen, men større løsmassemektigheter ved toppen.

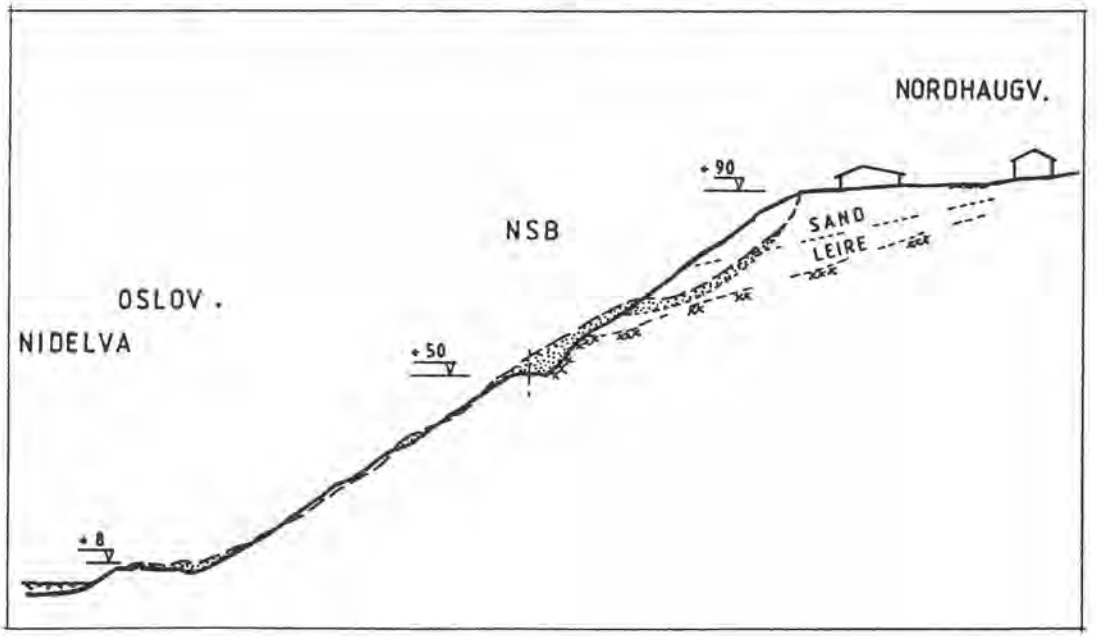


Fig. 23.3. Skred over Dovrebanen ved Nordhaugvegen, Trondheim, 15.februar 1989.

Skredet skjedde i øvre del av skråningen. Rasmassene fylte opp NSB's hovedspor (Dovrebanen/Rørosbanen) midt i skråningen, og fortsatte deretter videre ned, forbi et hushjørne og blokkerte Oslovegen langs Nidelva. Jernbaneforbindelsen kunne åpnes igjen etter 1 1/2 døgn, men var underlagt restriksjoner i lang tid etterpå.

Umiddelbart kunne det synes som om skredet var skjedd i tørr sand, men etterfølgende undersøkelser viste at bruddet gikk i middels fast leire. Grunnvannstanden sto 10 meter under terreng ved toppen, men ble presset ut mot terrengoverflaten av gruntliggende fjell lenger nede. Inngrepene ved anlegg av jernbanen har øyensynlig vært beskjedne, og fant sted for mellom 60 og 70 år siden. (Gjennomgang av NSB's arkiver viser forøvrig at også vintrene 1924 - 25 og 1931 - 32 hadde ekstrem ras-hyppighet i forbindelse med ekstrem nedbør).

Dette skredet skilte seg ut ved at det var 1 - 2 uker tidsforsinket i forhold til siste intense regnperiode. - Topografien kan tilsi at rasstedet har grunnvannstilsig fra større områder innenfor, det vil si at maksimalt poretrykk virkelig kan være tidsforsinket i forhold til nedbøren. Det kan heller ikke utelukkes at uoppdaget grunnvannserosjon kan ha foregått nede i skråningen før bruddet oppsto.

Undersøkelsen etter skredet avdekket at de nærmeste deler av skråningen ikke har påviselig bedre sikkerhet enn rasstedet. Utbedrings- og sikringsarbeid kompliseres rent fysisk av de topografiske forhold, og de formelle forhold - hvem har hvilket ansvar for hva - kompliseres av at så mange parter er involvert. 3 familier er derfor fremdeles evakuert fra sine hus, 3/4 år etter skredet. Det finnes således tilfeller der selv et tilsynelatende klart regelverk viser seg komplisert.

I en del av de registrerte tilfellene er det ikke kommet til åpent brudd eller ras, men store forskyvninger, jordtrykk mot uheldig plasserte hus o.l. har vist at grunne glidninger har vært på gang. Lokal masseutskiftning, drenering og avledning har stoppet flere hendelser hvor bolighus midlertidig måtte fraflyttes.

Som nevnt har de langt fleste rasene skjedd i områder med "gode grunnforhold". Bare 3 - 4 ligger i "skraverte områder", - områder med potensiell fare for kvikkleireskred. Ett av disse, ved Lersbakken like sør for Trondheim, utmerker seg ved at det startet ved årsskiftet og at det stadig pågår (oktober 1989). Skredmekanikken er at bakre skredkant (i en lokal leir-rygg) står omtrent vertikalt en viss tid, inntil større eller mindre stykker "kalver", avløses langs steile strekksprekker og glir ned. Ved hvert større utfall glir rasmassene horisontalt og delvis i motbakke fram mot elva Søra, hvoretter prosessen gjentar seg. Det kan på overslagsbasis føres interessante betraktninger over hvordan tidsutviklingen av negative poretrykk stemmer med laboratoriebestemte parametre. Et annet spennende moment er om hastigheten i kommunal saksbehandling og bevilgningstakt er stor nok i forhold til skredets innebygde parametre. Hvis ikke kan omfanget etter hvert bli meget stort.

Fig. 23.4. Skred ved Lersbakken, Trondheim.

SKRED SOM FØLGE AV NEDTAPPING AV FALNINGSJØEN, KVIKNE

Slide due to water level drawdown in Falningsjøen reservoir, Kvikne

Sivilingeniør Torleiv Moseid,
Institutt for geologi og bergteknikk, NTH

Sivilingeniør Rolf Birger Sandven
Institutt for geoteknikk, NTH

SAMMENDRAG

Skred i forbindelse med senkning av innsjøer er dokumentert i en rekke kraftutbyggingsprosjekter. Ved første hurtige senkning av magasinet Falningsjøen i Kvikne i forbindelse med Orklautbyggingen inntraff et skred i meget glimmerrike, sandige og siltige deltaavsetninger. Volumet er anslått til 120.000 - 140.000 m^3. Området ble utførlig prøvetatt og instrumentert forut for inngrepet.

Etterberegning av sikkerhetsfaktor viser at både lokal og global regnemessig sikkerhet var for lav. Stabilitetsanalyser for ulike kombinasjoner av indre poretrykk i massen og ytre vanntrykk i magasinet kunne ha dannet grunnlag for en poretrykksstyrt og stabilitetsmessig forsvarlig magasinsenkning.

SUMMARY

In Norway slope stability has occurred in a series of hydropower reservoirs. The first rapid drawdown of Falningsjøen reservoir in Kvikne (Orkla Hydropower Scheme) triggered a slide in mica-rich sandy, silty delta deposits. Total volume of the slide is estimated to 120.000 - 140.000 m^3. The slide area was thoroughly investigated and instrumented before the reservoir was first filled.

Calculations show that both local and global safety factors were too low. Stability analyses for various combinations of soil pore pressure and external water pressure in the reservoir might have served as a basis for safe management of reservoir levels.

1. INNLEDNING.

Ved en del norske kraftverk har det oppstått ras i magasinene i forbindelse med regulering. Problemet er spesielt knyttet til hurtig senkning av vannstanden under naturlig vann-nivå i eksisterende innsjøer.

I tillegg til fare for skade på liv og verdier langs magasinet, vil ras i løsmassene kunne føre til tilslamming av vassdrag og fare for massetransport i vannveiene fram til kraftverkene. Tilslamming av vassdraget kan ha uheldige virkninger på fiskeyngel og gyteplasser. Massetransport gjennom kraftverksturbinene har ofte gitt stor turbinslitasje og dermed redusert virkningsgrad (Vassdragsregulantenes Forening 1984).

Etter en innledende undersøkelse i form av et diplomarbeid ved Geologisk Institutt, NTH*, foreslo Instituttet for Vassdragsregulantenes Forening å utføre en grundigere undersøkelse ved Falningsjøen i Kvikne i utbyggingsfasen med oppfølging etter driftsstart.

Prosjektet ble igangsatt sommeren 1984 med økonomisk støtte fra Vassdragsregulantenes Forening og NVE - Statskraftverkene. I tillegg har Kraftverkene i Orkla bidratt med praktisk støtte ved feltarbeidene.

2. ULSET KRAFTVERK - KRAFTVERKENE I ORKLA.

Ulset kraftverk utgjør den øvre, østre utbyggingen av Orkla og ligger i Kvikne helt nord i Hedmark fylke. Ellers omfatter utbyggingen flere større kraftverk i Sør-Trøndelag. Utbyggingen skjer i regi av Kraftverkene i Orkla (KVO) som eies av Hedmark Kraftverk, Sør-Trøndelag Kraftselskap og Trondheim Elektrisitetsverk.

*Fra 1.1.89: Institutt for geologi og bergteknikk.

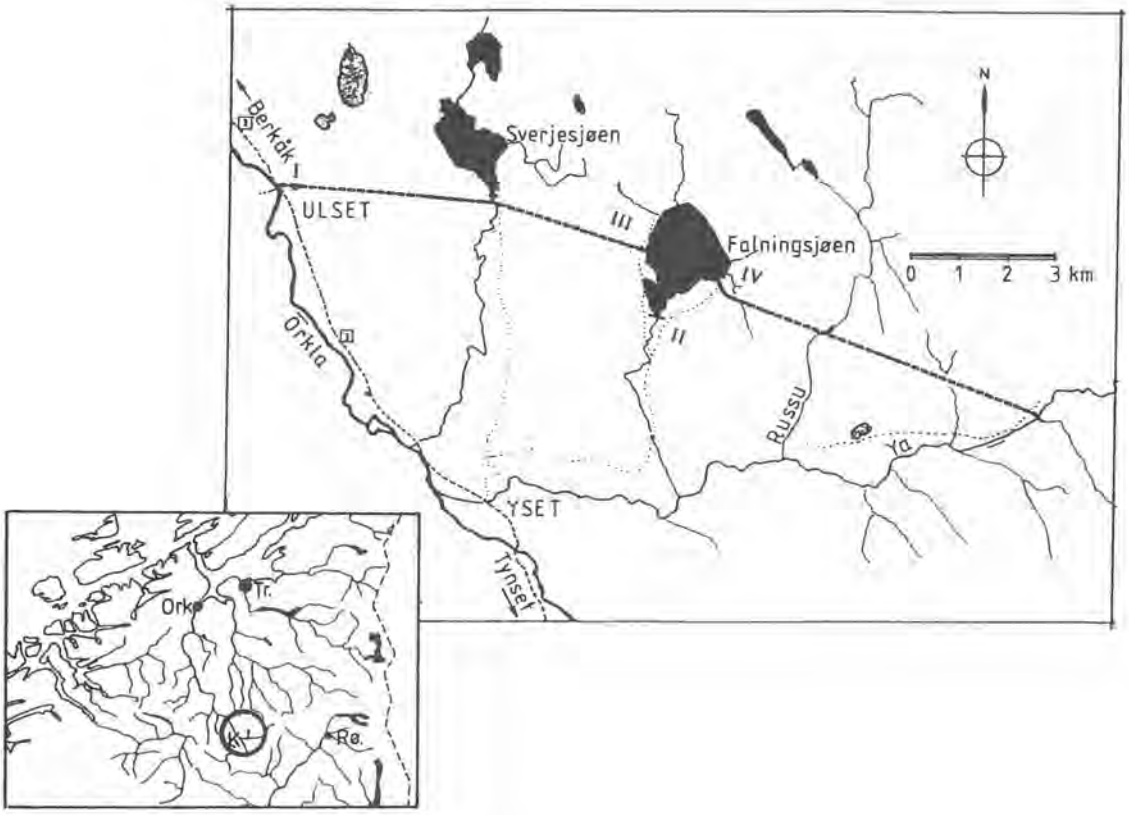


Fig. 1. Oversikt - Ulset Kraftverk med magasin og overføringstunnel.

Falningsjøen magasin.

Falningsjømagasinet (fig. 2) var før reguleringen en innsjø med lengde ca. 2,3 km og bredde ca. 1,8 km. Naturlig sjønivå ligger 847 m.o.h. og største vanndyp er 48 m. Reguleringen skjer mellom nivå 825 og 872,5 m.o.h. Det innebærer en maksimal senkning på 22 m under normal vannstand. Dammen er en ordinær fyllingsdam med tetningskjerne av morene og har et totalt volum på ca. 400.000 m^3.

Galåa, som renner inn fra nord, er største enkeltvassdrag med naturlig innløp i magasinet. Ellers er det en rekke større og

mindre bekker. Overføringstunnelen fra Ya og Russu munner ut i SV-kant av Sandbekkdeltaet.

3. GEOLOGI.

Berggrunn.

Bergartene tilhører Gulagruppen som er en del av Trondheimsfeltets kambro-siluravsetninger. Hovedbergarten er en båndet hornblende-glimmer-skifer med mindre bånd av grafittisk skifer og båndet kvartsitt.

Nord og syd for Falningsjøen finnes mindre felter med amfibolitt. Trondhjemitt forekommer som intrusjoner i skiferen. Skiferen forvitrer lett og har liten mekanisk styrke. Nedbrytningsproduktet blir finkornig og meget flisig. Trondhjemitt (kvartsdioritt) er en lys, massiv bergart og er brukt som plastringsstein i fyllingsdammen.

Isavsmelting - løsmassegeologi.

Falningsjøen ligger nord for vannskillet, og dermed også nord for de "store bredemte sjøer i Østerdalen".

Under siste fase av isavsmeltingen har det trolig ligget isrester igjen i daler og senkninger i terrenget. På vestsida av Falningsjøen er det funnet terrasser (seter) i flere nivå (kote 874, 879 og 883) som antyder høyere vann-nivå (fig. 2). Sjøen kan ha vært mer eller mindre isfri, men har vært demt opp av en brerest i hoveddalen. Det er likevel ikke funnet spor av finkornige bresjøavsetninger over dagens sjønivå. Terrassen er mest trolig dannet ved bølgeerosjon i den finkornige bunnmorenen. I denne periode har det også foregått smeltevannsdrenering gjennom passpunktet øverst i Sandbekkdalen (kote 930). Smeltevannet har ført med seg betydelige mengder sand og grus some er bygd út som et stort delta eller vifte i sjøen (fig. 2). Flere lave grusterrasser på sørsida av deltaet

tyder på at vannstanden gradvis har sunket under dannelsen av deltaet

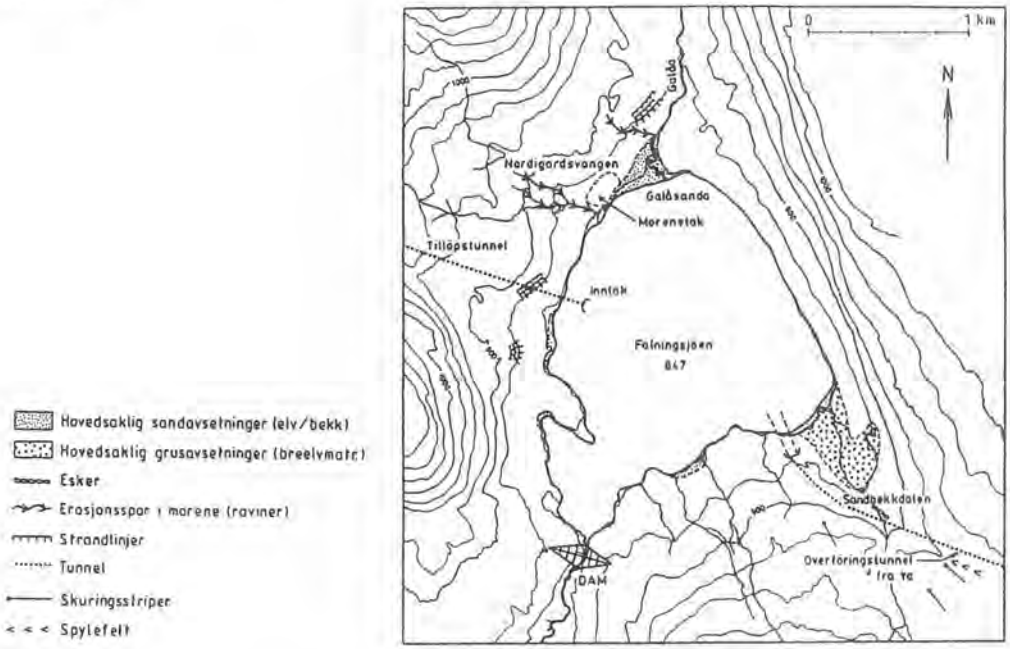


Fig. 2. Oversikt - Falningsjøen.

Breelvavsetninger av betydning er det ellers lite av i magasinområdet. Filtermateriale til fyllingsdammen ble tatt ut fra de øverste metrene på Sandbekkdeltaet.

Elve/bekke-avsetninger - delta.

Dette er løsavsetninger som er dannet av elver og bekker (fluviale avsetninger) helt siden istida og fram til i dag. Det meste materialet finner vi som delta og vifter ved innløpet i magasinet og ut over bunnen (lakustrine avsetninger). Ett større delta finnes i nord ved Galåas innløp (fig. 3). I strandsonen er bredden over 400 m. Mektigheten er størst i østre del hvor det er funnet opptil 16 - 17 m sandig/siltig materiale over bunnmorenen. Som et hovedtrekk kan en si at middelkornstørrelsen minker utover (horisontalt) mot magasinet

og vertikalt mot dypet. Deltaet har et relativt grovt topplag på 2 - 3 m av sand og grus.

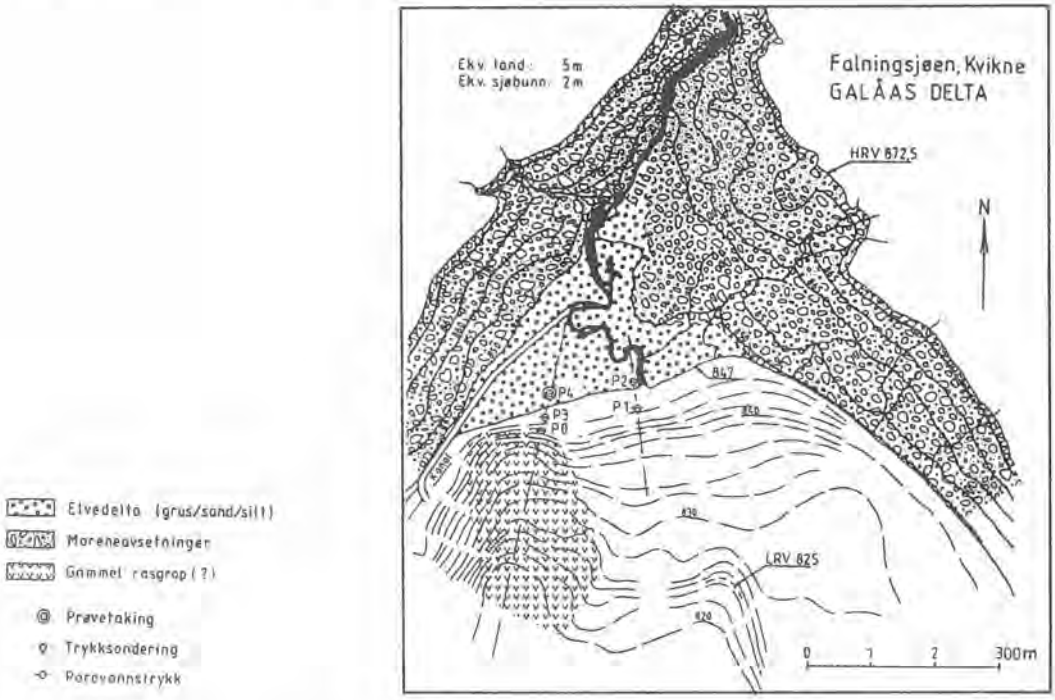


Fig. 3. Galådeltaet - instrumentering m.m.

Som det fremgår av fig. 3 er bunnprofilet i østre kant brattere enn lenger vest. Tidligere utglidninger er sannsynligvis årsaken til dette.

Bunnmorene.

I lavere partier, 50 - 100 m over Falningsjøen, finnes til dels mektige avsetninger av bunnmorene. Spesielt i nord og vest kan mektigheten overstige 15 m (Geoteam 1980). Morene til tetningskjerne i dammen ble tatt ut ved Nordigardsvangen like vest for Galådeltaet. Morenen er ganske finkornet med 35 - 45% i silt/leir-fraksjonen (% av matr. < 20 mm). Grovfraksjonen er

dominert av den lokale skifrige berggrunnen. Skiferen forvitrer lett, derfor er det lite synlig stein og blokk i overflata. Selv små bekker har dannet dype raviner i morene-terrenget. Galåa har over en strekning på 2 - 3 km erodert ut meget betydelige masser, noe som deltaets størrelse vitner om.

Petrografisk/mineralogisk sammensetning.

Vognild (1983) utførte petrografisk/mineralogisk undersøkelse av en del jordartsprøver. Hovedtrekkene er vist i tabell 1. Mens prøvene fra Nordigardsvangen og Galåas delta i grovfraksjonen er dominert av stedegne skiferbergarter, viser prøvene fra Sandbekken dominans i mer langtransporterte kvartsitter/sandsteiner.

Mineralinnholdet i sandfraksjonen viser bare små ulikheter. Det som imidlertid er verd å merke seg er det meget høye glimmerinnholdet (biotitt, muskovitt og kloritt). Glimmerkornene er flate og bøyelige. Dette skapte problem ved komprimeringen av tetningskjernen i dammen. Ved sedimentasjon gir det også massene en meget løs og åpen tekstur med høyt vanninnhold.

	Korntelling			XRD-analyse			
	Grovfraksjon - grus			Sand 0.5 - 1 mm			
	Kvarsitter %	Skifre %	Andre %	Kvarts Vekt-%	Feltspat Vekt-%	Glimmer Vekt-%	Andre Vekt-%
Bunnmorene.							
Nordigardsvangen	16 - 31	50 - 76	8 - 19	40	26	33	1
Sandbekkdalen	47	39	14	43	35	22	-
Breelvsmateriale.							
Sandbekkdalen	51 - 54	36 - 38	10 - 11	46	32	21	1
Elvedelta.							
Galåa	30	58	12	40	34	23	3

Tabell 1. Petrografisk/mineralogisk sammensetning. Sammenstilt etter Vognild (1983). Grovfraksjonen er analysert ved korntelling, mens det på sandfraksjonen er utført røntgendiffraksjonsanalyse (XRD).

Fig. 4. Galådeltaet fra vestre ende. (Foto: T. Moseid).

4. SKRED - GALÅSANDA.

Første senkning av magasinet.

Magasinfyllingen hadde pågått fra august 1984 til Ulset Kraftverk ble satt i drift i februar 1985. I månedsskiftet mars/april var senkningen nådd naturlig vannstand. Senkningen videre var nå oppe i ca. 50 cm pr. døgn.

2.4.85 var vannstanden nede på kote 843,6 (naturlig vannstand kote 847). Det ble da registrert at det allerede hadde foregått en mindre utrasing helt i vestre kant av Galåsanda (fig. 5).

Fig. 5. Initialras ved Galåsanda. (Foto: T. Moseid).

14. april ble det meldt at et skred hadde funnet sted i nordre kant av Falningsjøen. Det var ingen øyenvitner til selve

skredet, men anleggsfolk som arbeidet ved overføringstunnelen 2 km unna mente det kunne ha skjedd rundt kl. 10, altså knapt 2 døgn etter siste måling.

Omfanget av skredet ble studert to dager senere, 16.4. Da målte skredgropa ca. 180 m i lengde (langs stranda) og knapt 100 m i bredde (fig. 7). Selve raskanten var i bakkant 4 - 5 m høy, ned til vann-nivå. Hele skredgropa var fylt med vann og is (fig. 6). Ved en senere befaring 12.5 ble gropas dybde anslått til 7 - 10 m (fig. 7). I bunnen lå det igjen hauger som trolig var grovere toppmasser. Volumet av skredet er anslått til 120.000 - 140.000 m^3.

Fig. 6. Skredgrop Galåsanda 16.4.85. (Foto: T. Moseid).

Skredforløpet er ikke kjent. Bortsett fra det mindre initialraset noen dager tidligere. Etterberegning av stabilitet har

imidlertid vist at området har hatt en dårlig totalstabilitet, og kan ha glidd ut i et større stykke. En viss innsnevring i fronten tyder på at det senere må ha gått noen sekundærras i østre kant.

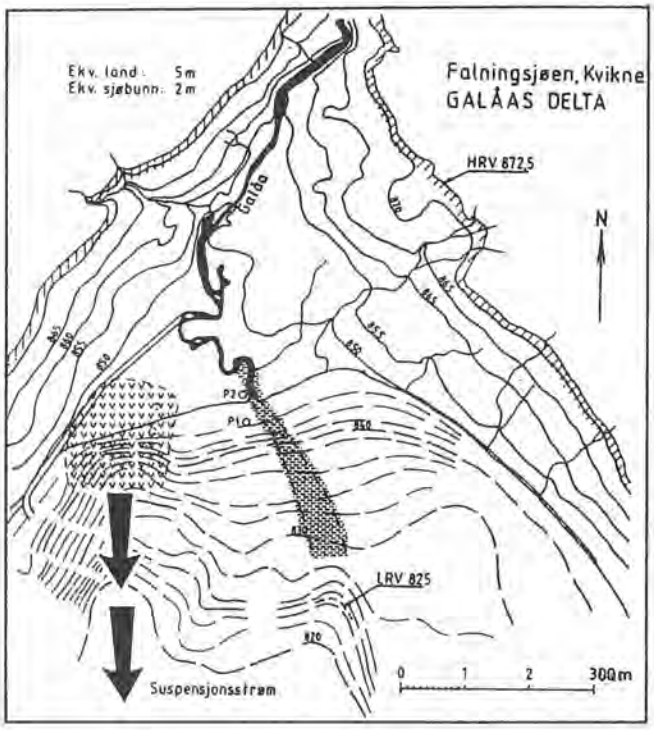


Fig. 7. Oversikt skredomfang.

Et moment som taler for flere mindre utglidninger var at isen på Falningsjøen overhodet ikke var synlig påvirket utenfor skredgropa (se fig. 6). Trolig har det meste av massen kollapset ved bevegelsen og flytt ut som en suspensjon.

5. ETTERBEREGNING AV SKRED

Med utgangspunkt i de skjærstyrkeparametre som er funnet i laboratorieundersøkelsen, er det utført en stabilitetsundersøkelse av opprinnelig terrenggeometri. Informasjon om poretrykksforholdene før nedtapping startet er også benyttet i analysen.

Detaljberegning er utført etter 2 prinsipper:

i) Lamellemetoden, ESAU (Svanø, 1981) på 3 ulike skjærflater i drenert og udrenert tilstand.

ii) Stabilitet av ytre skråning etter nedtapping

Lamellemetoden er basert på momentlikevekt for en antatt bruddflategeometri. Prinsippet er vist i Figur 8.

$$\Sigma \Delta W \cdot x + Q \cdot a = \frac{\Sigma \tau_f}{F} \cdot \Delta l \cdot R$$

slik at:

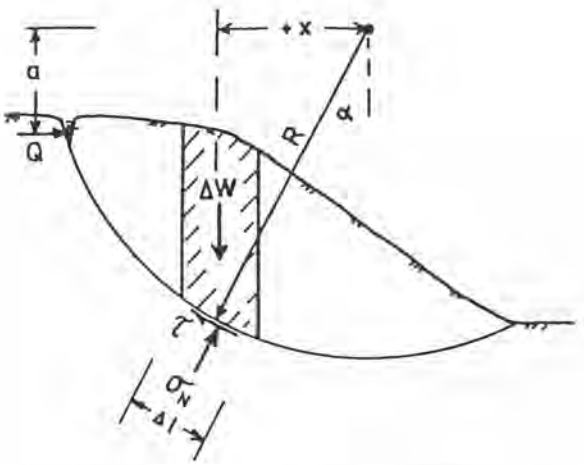
$$F = \frac{R \cdot \Sigma \tau_f \cdot \Delta l}{Q \cdot a + \Sigma \Delta W \cdot x}$$

der:

ΔW = vekt av jord + terrengbelastning

Q = horisontallast
(f.ex. trykk fra vannfylte sprekker)

τ_f = materialets effektive skjærstyrke
$= (\sigma' + a) \cdot \tan \phi$



Figur 8 Prinsipp for stabilitetsberegning med lamellemetoden.

Beregning ved hjelp av lamellemetoden, med en antatt momentan, monolittisk utglidning av massen, gir minste sikkerhet F = 1.0 for en flate tilpasset den aktuelle rasgeometri, se Figur 9. Sikkerhetsfaktoren F er her forholdet mellom materialets effektive skjærstyrke (τ_f) og mobilisert skjærspenning på kritisk plan (τ).

Følgende forutsetninger er lagt til grunn for beregningene:

$\tan\phi$ = 0.25 og 0.30

γ = 15 kn/m^3

a = 0 kPa

Poretrykk: hydrostatisk fordelt fra terrengnivå i skråning

Grunnvannsnivå i 0.5 m dybde på platå

For vurdering av initialras, betraktes et kritisk belastet element på overflaten av ytre skråning. Likevektsbetraktning gir:

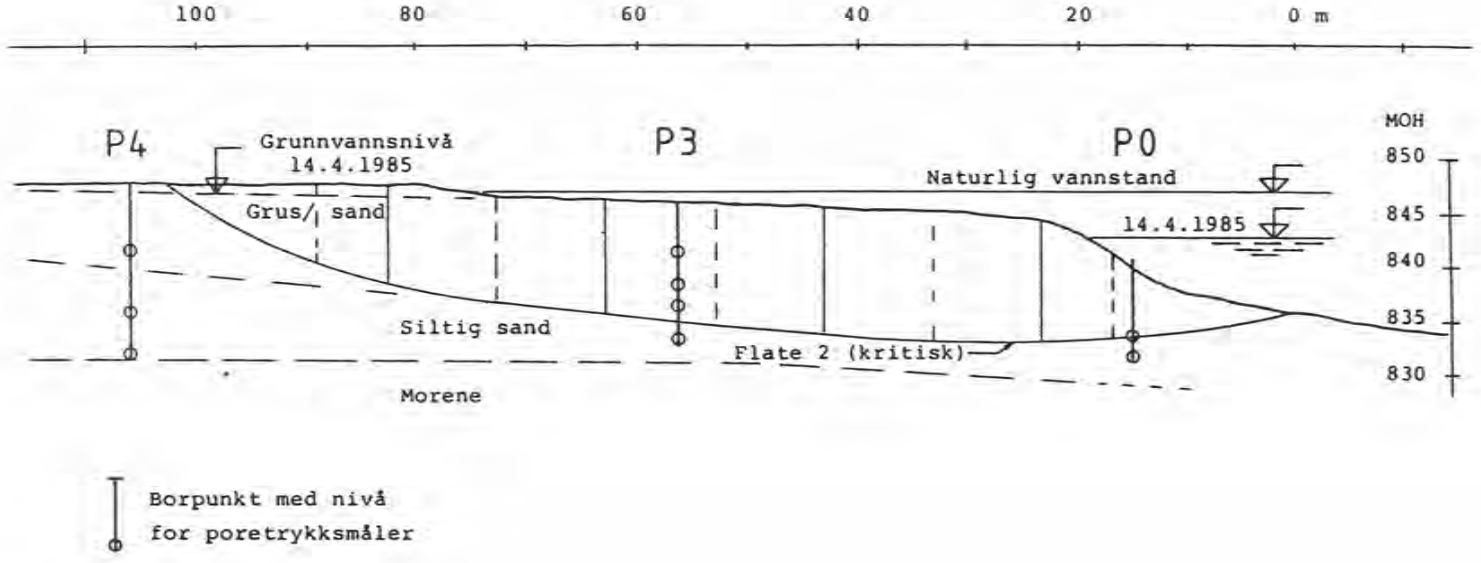
$$F = \frac{\gamma'}{\gamma} \cdot b \cdot \tan\phi$$

der:

γ' = effektiv tyngdetetthet

γ = total tyngdetetthet

b = skråningshelning (1 : b)



24.15

Fig. 9. Galådeltaet, Falningsjøen — Antatt bruddflate

Antas $\gamma' = 5$ kN/m^3, $\gamma = 15$ kN/m^3, $\tan\phi = 0.3$, fås b = 10, hvilket er en meget slak skråningshelning. Den virkelige skråningen før initialraset fant sted var ca 1 : 3.5, altså altfor steil i forhold til aktuell belastning fra nedtappingen. Raset har derfor sannsynligvis utviklet seg progressivt fra et initialras i ytre skråning til å dekke det rasvolum vi kjenner omfanget av idag. Som en konklusjon på de utførte beregninger, kan det fastslås at de etterregnede verdier av sikkerhetsfaktoren F viser at både lokal og global regnemessig sikkerhet er for lav. Stabilitetsanalyser for ulike kombinasjoner av indre poretrykk i massen og ytre vanntrykk i magasinet, kunne således ha dannet grunnlag for en poretrykksstyrt og stabilitetsmessig forsvarlig magasinsenkning.

6 . FELT- OG LABORATORIEUNDERSØKELSER

Det er i det aktuelle området utført et omfattende grunnundersøkelsesprogram for å klarlegge generelle løsmasseforhold og massenes mekaniske egenskaper. I tillegg er grunnvanns- og poretrykksforhold undersøkt ved installasjon av poretrykksmålere (piezometre) i ulike nivå. Grunnundersøkelsen inkluderer følgende sonderinger og in situ målinger:

- seismikk for kartlegging av løsmasseforhold og svakhetssoner i fjell (Geoteam, 1980, 1982)

- sonderboringer (Vognild, 1983)
- vertikal elektrisk sondering (Vognild, 1983)
- vingebpring (Vognild, 1983)

- trykksondering (Sandven, 1988)
- prøvetaking (Sandven, 1988)

- poretrykksmålinger (Moseid, 1988)

Følgende forsøk er utført på uforstyrrede prøver:

- bestemmelse av rutine- og klassifiseringsparametre

- kontinuerlige ødometerforsøk for bestemmelse av deformasjonsparametre

- udrenerte treaksialforsøk for bestemmelse av effektive skjærstyrkeparametre

Resultatene fra disse undersøkelsene er delvis benyttet direkte og delvis bearbeidet videre i denne presentasjonen.

Det vil her bli gitt en nærmere beskrivelse av sedimentenes mekaniske egenskaper, i hovedsak basert på trykksonderingsresultater og eksperimentelle forsøk i laboratoriet. Hovedvekt vil bli lagt på en beskrivelse av jordartens effektive skjærstyrkeparametre, som står sentralt i forståelsen av det inntrufne ras.

Trykksonderinger.

Trykksondering utføres ved at en konisk - sylindrisk sonde presses ned i grunnen med konstant hastighet 2 cm/sek. Spissmotstand (q_c), porevannstrykk (u_T) og/eller skaftefriksjon(f_T) registreres i forsøket, og gir grunnlag for å vurdere jordartstype, lagdeling, drenerings- og deformasjonsegenskaper, samt tolkning av jordartens skjærstyrkeparametre(Senneset, Janbu og Svanø, 1982 og Sandven, Senneset og Janbu, 1988).

Trykksonderinger er utført i 4 hull på Galådeltaet til 8-16 m dyp. Trykksonderingsresultater fra hull 4 er vist i Fig. 10. Lag med lav permeabilitet (leire, silt) fremstår her som snitt i profilet der poretrykket har utslag over hydrostatisk verdi ($u_T > u_o$).

Kontinuerlig måling av poretrykk ved spissen gir mulighet for å registrere finkornige masser med lav permeabilitet i lag med min. 2 cm tykkelse. Med tanke på stabilitetsvurderingen og kartlegging av eventuelle glideplan er derfor trykksondering en velegnet undersøkelsesmetode, og kan bidra til en mer målrettet prøvetaking av svakere lag.

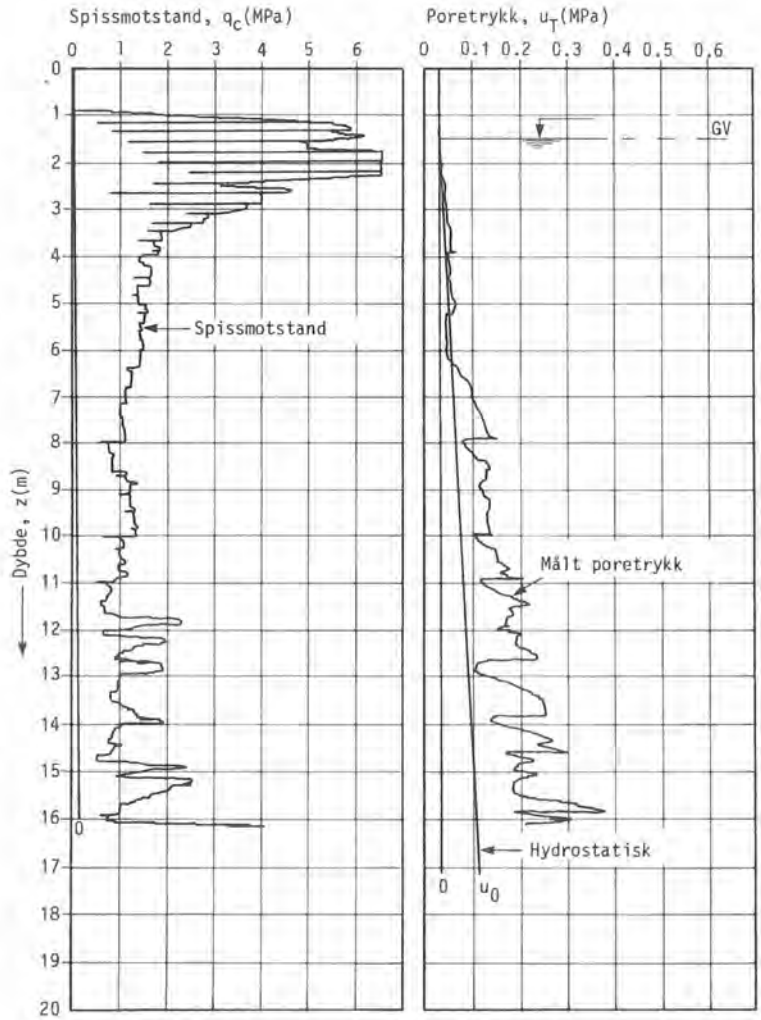
Laboratorieundersøkelser.

På Galådeltaet ble det tatt opp sylinderprøver i hull 4 med ϕ54 mm NGI stempelprøvetaker. Bortsett fra de øverste 3 metrene som inneholder relativt grovt materiale, består massene av siltig finsand med lag av leirig og sandig silt.

Ødometerforsøk.

En detaljert beskrivelse av forsøksrutiner og teorigrunnlag for ødometerforsøkene er gitt av Janbu, Tokheim og Senneset, 1981.

Det ble utført 3 kontinuerlige ødometerforsøk på representative, uforstyrrede prøver for hver sylinder. Prøvene hadde en tendens



Figur 10 Trykksonderingsprofil fra hull 4 på Galådeltaet.
Registrering av spissmotstand q_c og poretrykk u_T.

til utflating og reduksjon av modulverdiene for økende spenninger. Sannsynligvis skyldes dette det høye innhold av svake, bøyelige glimmerkorn i jordarten.

Tabell 2 inneholder en samlet presentasjon av tolkede deformasjonsparametre fra ødometerforsøkene.

Dybde (m)	a	m	M (MPa)	Konsolideringskoeffisient c (m^2/år
6.5	0.5	18	6	
7.5	0.5	16	3.5	c_v = 250-2000 m^2/år (vertikal)
9.5	0.0	29	35	

Tabell 2 Sammenstilling av deformasjonsparametre fra ødometerforsøk

Jordarten synes å være normalkonsolidert, men resultatene fra ødometerforsøkene gir ingen entydig informasjon om dette.

Treaksialforsøk.

En beskrivelse av forsøksrutiner og teorigrunnlag er gitt av Senneset og Grande, 1977.

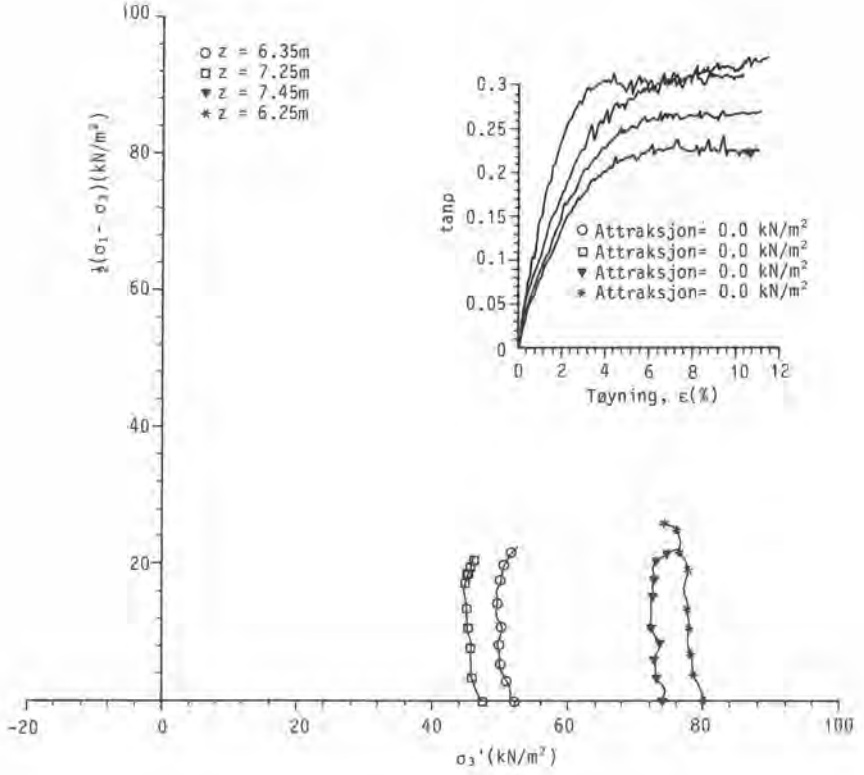
Det ble utført 1-3 isotropt konsoliderte, udrenerte treaksialforsøk for hver sylinder (nivå 6 - 10 m). Skjærforsøket ble kjørt udrenert med konstant deformasjonshastighet 4 % pr time.

Resultatene fra treaksialforsøkene er oppsummert i Tabell 3.

Dybde (m)	w (%)	% silt	a (kPa)	tanϕ
6.25	77.6	48	0	0.27
6.35	58.0	55	0	0.31
7.25	71.0	47	0	0.32
7.45	73.6	29	0	0.23
7.65	61.9	31	0	0.23
9.35	41.1	60	0	0.84

Tabell 3 Sammenstilling av skjærstyrkeparametre fra treaksialforsøk.

Resultatene er fremstilt grafisk i deviatorspenningsstier, som vist i Fig.11. En visuell bedømmelse av prøvene påviste vertikal oppspalting og stor lateral deformasjon etter skjærforsøket.



Figur 11 Typiske resultater fra konsoliderte, udrenerte treaksialforsøk.

7. REFERANSER

1. Geoteam (1980)
"Seismiske målinger i forbindelse med Orklautbyggingen ved Falningsjøen".
Rapport nr. 6700.01.

2. Janbu, N., Senneset, K. og Tokheim, O. (1981)
"Consolidation Tests with Continuous Loading."
X ICSMFE, Stockholm, Proceedings, Vol.1.

3. Moseid, T. (1988)
"Løsmassestabilitet ved innsjøsenkninger, med eksempel fra undersøkelser ved Falningsjøen i Kvikne."
Rapport til Vassdragsregulantenes Forening, sluttrapport.
NTH, Geologisk Institutt.

4. Sandven, R. (1988)
"Laboratorieundersøkelser på jordprøver fra Falningsjøen, Kvikne kommune."
Intern rapport, F.88.01, NTH, Institutt for Geoteknikk.

5. Sandven, R. (1987)
"Stabilitetsvurdering - Falningsjøen."
Notat, NTH, Institutt for Geoteknikk.

6. Selmer-Olsen, R. (1973)
"Regulering av innsjøer."
Kompendium i Ingeniørgeologi-Jord, videregående kurs.

7. Senneset, K. og Grande, L. (1977)
"A new triaxial test equipment."
Vag- och Vattenbyggaren, nr. 8-9

8. Svanø, G. (1981)
"Undrained Effective Stress Analysis."
Dr.ing. avhandling, NTH, Institutt for Geoteknikk.

9. Vassdragsregulantenes forening (1984)
"Sandslitasje på kraftverksturbiner."
Hovedrapport fra Komiteen for undersøkelse av sandslitasje på turbiner.

10. Vognild, S.R. (1983)
"Løsmassestabilitet ved regulering av Falningsjøen i Kvikne."
Hovedoppgave, NTH, Geologisk Institutt.

BERGSKRED UTLØST VED SPREKKEVANNSTRYKK

ROCK SLIDES RELEASED BY JOINT WATER PRESSURE

Cand. real Eystein Grimstad
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Ved undersøkelser og beregninger etter steinskred viser det seg at det aktive vanntrykket i svært mange tilfeller har løst ut skredet. Statistisk er det vist at skred oftest går under snøsmelting eller ved sterk nedbør.

Ved NGI er det utviklet kriterier for beregning av skjærfasthet på sprekkeflater. For disse beregningene er parametere som ruhetsfaktor, trykkfasthet, normalspenning og sprekkevannstrykk de viktigste faktorene. Sprekkevannstrykket er som regel vanskeligst å kontrollere. Det er beskrevet to eksempler hvor økende sprekkevanntrykk har vært årsak til bergskredene.

SUMMARY

Investigations and re-calculations of rockslides have demonstrated that the joint water pressure in many occasions has been the main releasing effect. Statistics show that rockslides and rockfalls are most frequent during snowmelt and heavy precipitation.

NGI has developed methods for calculating shear strength on rock joints. The most important parametres are roughness, compressive strength, normal stress and joint water pressure. The joint water pressure is often difficult to control. This paper describes two examples of rockslide where increasing joint water pressure has released the slides.

INNLEDNING

Ved å betrakte skredstatistikk fra tidligere år, ser vi at bergskred (steinsprang, steinskred og fjellskred) oftest går vår og høst. (Se Fig. 1 og 2.) Fig. 1, [3], viser 145 bergskred i perioden 1951 til 55 fordelt etter årets måneder. Selv om klimaet er forskjellig fra år til år og mellom de ulike landsdelene, viser det seg at skredene har svært høy frekvens i april og dels i mai, samt i oktober og november. Vårskredene settes normalt

i forbindelse med økende sprekkevannstrykk som følge av snøsmelting, samt teleløsning. Høstskredene kommer vesentlig i forbindelse med kraftig og langvarig regnvær.

Nedfall av mindre stein kan også komme i forbindelse med vekslende frysing og tining, og dermed aktiv frostsprengning. Større steinskred og bergskred løses som regel ut på sprekker som ligger for dypt til at frosten kan trenge inn på sprekkeflaten. Derimot kan frysing av utløpet for gjennomstrømmende sprekkevann føre til økning i sprekkevannstrykket, slik at stabiliteten blir redusert. På denne måten vil veksling mellom frostperioder og sterk nedbør kunne føre til skred.

Fig. 2, [3], viser en statistisk underbygning av dette. Det går fram av figuren at tiden mellom de aktive skredpreiodene varierer med høyden over havet, og at denne tiden faller sammen med perioder med og uten frost. Fig. 2 viser også at det i lavlandet går mange steinskred også om sommeren og fram til årsskiftet. Dette kan ha sammenheng med at små steinsprang lettere blir registrert i lavlandet, at det oftere regner i lavlandet også i den kalde årstid, og andre effekter som rotsprengning m.m.

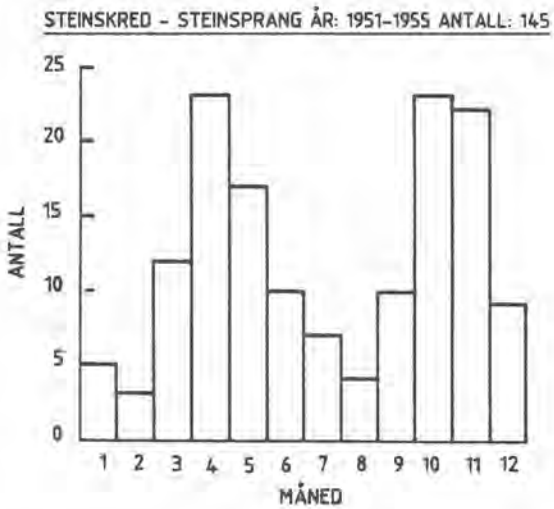


Fig. 1 Steinsprangenes månedlige fordeling i Norge.

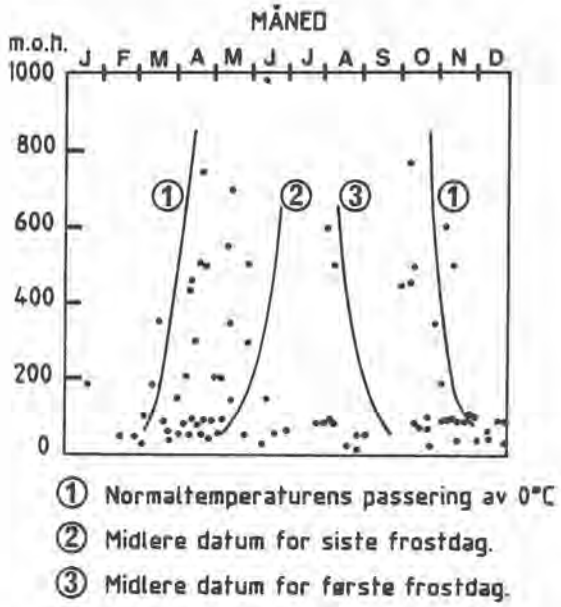


Fig. 2 Fordeling av steinsprang på Østlandet som funksjon av tidspunkt og høyde over havet.

BEREGNINGSMODELL

Ut fra erkjennelsen om at sprekkevannstrykk er en meget viktig faktor for utløsning av bergskred, er det utført etterberegning av stabiliteten for flere utløste skred. I de fleste av disse tilfellene viser det seg at bergmassene blir kalkulert til å være stabile når beregningene utføres uten hensyn til sprekkevannstrykk. Bergmassene blir som oftest ustabile når det simuleres sprekkevannstrykk på sprekkene i beregningsmodellene.

Det bør vurderes fra gang til gang om oppbygging av sprekkevannstrykk er sannsynlig i de konkrete sprekkene omkring bergmasser som det utføres stabilitetsberegninger på. F.eks. i åpne sprekker med ru sprekkeflater og lite finstoff er det liten sannsynlighet for at det kan bygge seg opp noe vanntrykk uten at sprekkevannets avløp blokkeres av ytre årsaker som f.eks. frost.

For å kunne beregne stabiliteten av en bergmasse, må det innhentes måleverdier på relevante parametere som ruhet, trykkfasthet, hellingsvinkel på undersprekker og baksprekker, samt geometri og vekt på den undersøkte berg-

massen. Hvis det i tillegg er tid og ressurser til rådighet, vil målinger av sprekkevannstrykk eller eventuelt måling av grunnvannstanden være verdifulle for en sikrere prognose for stabiliteten.

I de utførte beregningene har Bartons formler for skjærfasthet vært brukt som utgangspunkt. [2]. Basisformelen for beregning av skjærfastheten på et sprekkeplan er:

$$\tau_p = \sigma \cdot \tan \left[JRC \cdot \log \frac{JCS}{\sigma} + \phi_r \right]$$

hvor

τ_p = maksimal skjærfasthet
σ = normalspenningen
JRC = sprekkeflatens ruhetskoeffisient
JCS = sprekkeflatens strykkstyrke
ϕ_r = residual friksjonsvinkel

JCS og ϕ_r måles og beregnes på grunnlag av Schmidthammer-tester og eventuelt helningsforsøk, hvis ikke basis friksjonsvinkel er kjent. Både JRC og JCS er skala-avhengige størrelser. Det betyr i praksis at de småskala verdiene som observeres på sprekkeflatene må justeres etter empiriske formler eller diagrammer [1]. Eventuelt kan JRC observeres direkte i riktig skala i forhold til den blokkstørrelsen som er aktuell i hvert tilfelle. Ved storskala ruhet (bølgete og undulerende sprekkeflater) må det tas hensyn til den vinkelen (fortanningsvinkelen) som det lokale planet danner med det gjennomsnittlige glideplanet. Denne vinkelen, i, adderes til basis friksjonsvinkel, ϕ_b, for å inngå som en del av residual friksjonsvinkel, ϕ_r.

$$\phi_b + i = \phi_r \quad [4]$$

En bergmasse er ofte oppsprukket i mange mindre blokker. Det er da disse blokkenes størrelse som må brukes i beregningene. Skjærkraftens variasjon med deformasjon for ulike blokkstørrelser er anskueliggjort i Fig. 3. [1].

Som Fig. 3 viser, virker skalaeffekten slik at minkende blokkstørrelse gir høyere skjærfasthet i en bergmasse hvor de øvrige egenskaper er like. Denne effekten øker med økende ruhetskoeffisient.

Parametrene i den gitte formelen for beregning av skjærfasthet kan brukes også for mer kompliserte og sammensatte bevegelser av blokker og bergmasser, hvor blokkene til dels glir i forhold til hverandre internt i bergmassen.

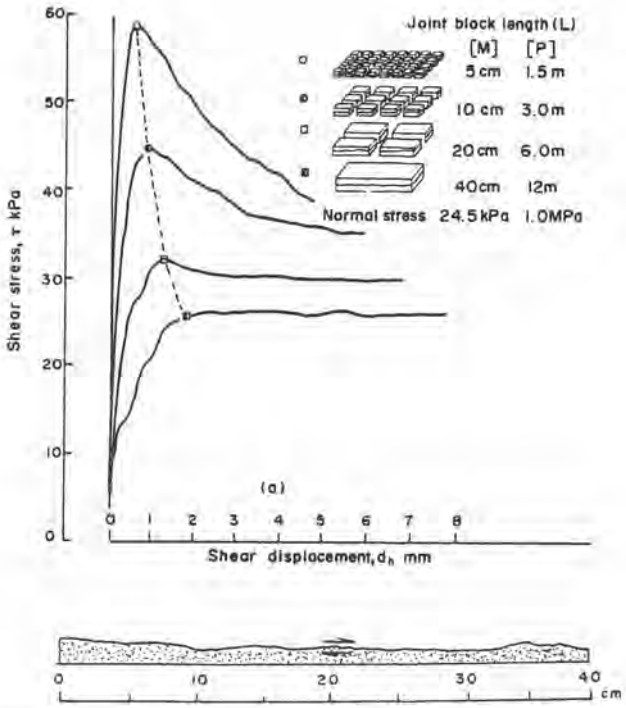


Fig. 3. Kraft-deformasjonsdiagram for ulike blokkstørrelser med samme ruhet. M = modell. P = prototype.

EKSEMPLER

Hestfossen

Langs Fv. 92 på sørsiden av Sognefjorden gikk det ut et fjellskred med volum ca 20.000 m³ på begynnelsen av 1980-tallet. Stabiliteten i disse bergmassene ble etterberegnet med og uten vanntrykk på sprekkene. Uten vanntrykk ble bergmassene beregnet til være stabile med en sikkerhetsfaktor varierende mellom 1,2 og 1,5 avhengig av hellning på ulike deler av undersprekken og av lokale blokkstørrelser.

Skredmassene består av grunnfjellsgneis med friske bruddflater og liten grad av forvitring på alle observerte plan. Skredet har glidd ut på en meget ru og undulerende undersprekk (dalsidesprekk). Foliasjonen heller 67,5°

innover mot fjellsiden og danner bruddanviser for tensjonssprekker. Steile sprekker vinkelrett på dalsidesprekkene og med strøk parallelet med glideretningen danner skjærsprekker på sidene av skredet.

I bakkant av skredsåret står det igjen 1000 - 1500 m³ bergmasse over den samme undersprekken som skredet gikk ut på. Bergmassen er delt opp i flere mindre blokker. Undersprekken og flere parallelle sprekker oppover i bergmassen heller 42 - 44° utover.

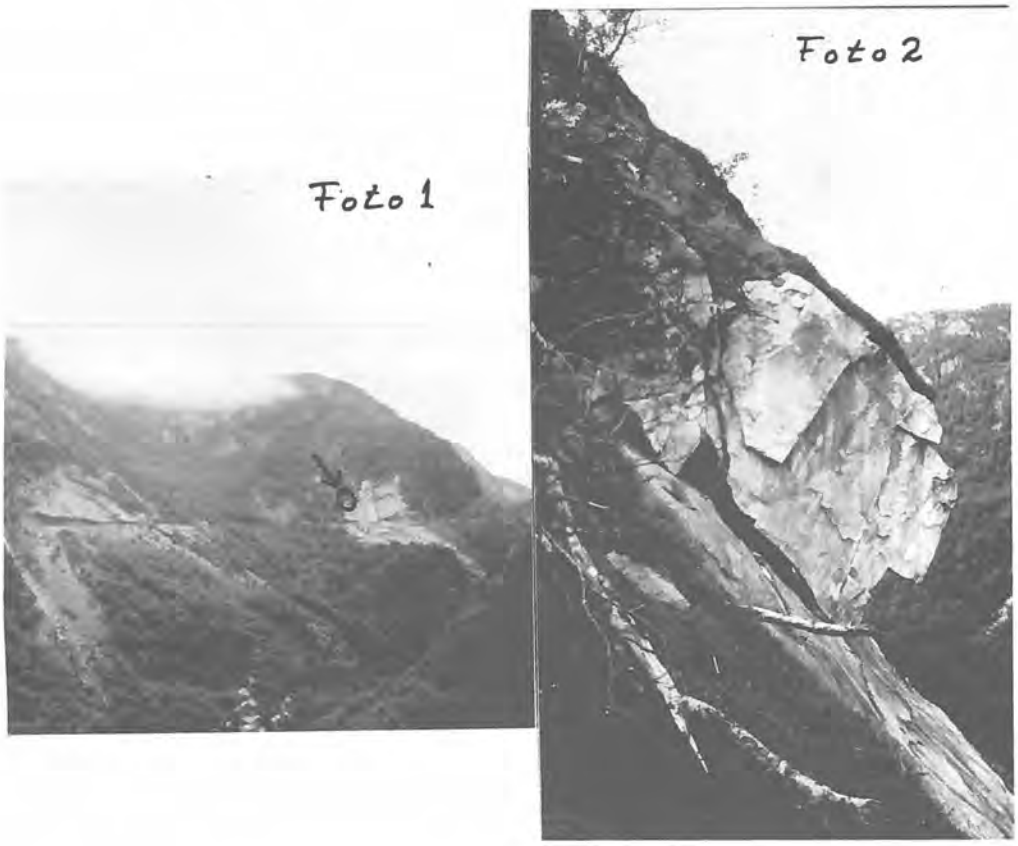


Fig. 4. Foto av skredområdet, og nærbilde av innringet detalj.

Foto 2 på Fig. 4 viser ytterkanten av disse gjenstående bergmassene. Volumet til dette partiet er beregnet til 30 m^3. Med densitet på 2,7 tonn/m^3 blir vekten av blokken,

$$W = 0{,}810 \text{ MN}$$

Undersprekkens areal er

$$A = 15 \text{ m}^2$$

Normalspenningen er da

$$\sigma = \frac{W \cdot \cos\alpha}{A} = 0{,}035 \text{ MPa}$$

hvor α er undersprekkens helningsvikel.

Sprekkeflatens trykkfasthet ble målt med Schmidthammer både på frisk tørr flate (JCS = 150 MPa) og på litt forvitret våt flate. På grunn av den store ruheten vil skjærbevegelser føre til avskjæring av store ujevnheter i frisk gneis. Derfor vil JCS = 150 MPa bli brukt her.

Småskala ruhet er målt til JRC = 15, som på grunn av skalaeffekten blir $JRC_n = 7{,}5$.

Skalaeffekten fører til at trykkfastheten $JCS_n = 54$ MPa. Dette gjelder for blokker med kantlengde 1 - 2 m.

Begge disse verdiene framkommer etter empiriske formler utviklet av Bandis et al.[1].

Residual friksjonsvinkel

$$\phi_r = \phi_b + i = 26° + 5° = 31°$$

Maksimal skjærfasthet er da

$$\tau_p = \sigma \cdot \tan\left[JRC_n \cdot \log\frac{JCS_n}{\sigma} + \phi_r \right] = 0{,}050 \text{ MPa}$$

Gravitasjonens drivende kraft på blokkene er

$$P = W \cdot \sin\alpha = 0{,}616 \text{ MN}$$

Sikkerhetsfaktoren i tørr tilstand er da

$$F = \frac{\tau_p \cdot A}{P} = \underline{1,2}$$

De store blokkmassene heller gjennomsnittlig 42°, slik at de i tørr tilstand får en bedre beregnet stabilitet enn den beregnete massen på 30 m³ som heller 49,5°.

Det er utført beregninger på blokker med ulik høyde over undersprekken. Med økende bergmasse på den samme grunnflaten blir sikkerhetsfaktoren mindre.

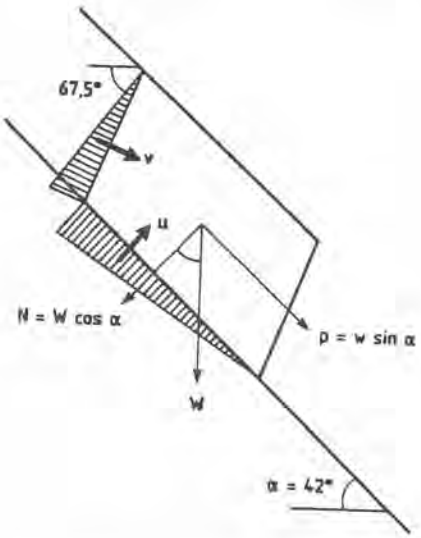


Fig. 5. Fordeling av vanntrykk.

Det er regnet på stabiliteten til et utsnitt av bergmassen med 3 m kantlengde på baksprekkens høyde. Sprekkevanntrykket, v på baksprekken dekomponert til glideretning parallelt med undersprekken er

$$v = \frac{3 \cdot \sin 67,5°}{2 \cdot 10 \cdot 9,81} \cdot \cos[67,5° - (90° - 42°)] = 0,013 \text{ MPa}$$

Sprekkevannstrykket, u på undersprekken er beregnet til 0,014 MPa. Normalspenningen blir da redusert til

$$\sigma' = \sigma - u = 0{,}06 - 0{,}014 = 0{,}046 \text{ MPa}$$

Maksimal skjærspenning under vanntrykk blir da

$$\tau_p' = \sigma' \cdot \tan \left[JRC_n \cdot \log \frac{JCS_n}{\sigma'} + \phi_r \right] = 0{,}063 \text{ MPa}$$

Drivende kraft (gravitasjon + vanntrykk på baksprekken) er

$$P' = P + v \cdot A_b = 0{,}93 \text{ MN}$$

Sikkerhetsfaktoren under det beskrevne vanntrykket blir da

$$F = \frac{\tau_p' \cdot A}{P'} = 1{,}02$$

Dette tilsier at bergmassen er labil, og vil rase ut ved marginal økning i vanntrykket. De utraste bergmassene fra den samme undersprekken har derfor sannsynligvis glidd ut som følge av at sprekkevannstrykket har vært uvanlig høyt.

Helgåsberget

Den 20 januar 1989 raste det ut ca 600 m³ fra en berghammer 30-40 m over Riksveg 5 ved Førde i Sunnfjord. 1000 - 1500 m³ ble sprengt ned de to påfølgende dager. To nye ras gikk i samme området 25 og 27 januar. Rasene må sees i sammenheng med vedvarende regnvær.

Berghammeren er bygget opp av skifrig gneis med 5 - 50 cm avstand mellom lettspaltende foliasjonsplan som er foldet i åpne folder. I øverste delen av skrenten heller foliasjonen 60 - 70°. Videre nedover flater foliasjonen gradvis ut til 49° i nivå ca 20 m over vegen og til 30° - 40° nærmere vegen. (Se Fig. 6 og 7). Hele området var telefritt, og grunnvannsnivået var uvanlig høyt med store vannstrømmer på uvanlige steder i terrengoverflaten. En stor vannstrøm (mange titalls liter/sekund) gikk nedover i terrenget tett inntil den øverste og til dels åpne delen av foliasjonsplanet som utviklet seg til å bli glideflaten for skredet. Som Fig. 7 viser, er foliasjonsplanet glatt, men undulerende.

Glideplanets trykkfasthet, JCS, ble målt med Schmidthammer og ruhetsfaktoren, JRC, ble målt både i 10 cm og 1 m skala. Korrigert for skalaeffekten framkom følgende verdier:

JRC = 5 (JRC = 10 m ved hensyntagen til langbølget folding)
JCS = 87 MPa

Residual friksjonsvinkel $\phi_r' = 25°$. Ujevnhet på grunn av langbølget folding gir en fortanningsvinkel

$$i = 15°$$

slik at

$$\phi_r = \phi_r' + 15° = 40°$$

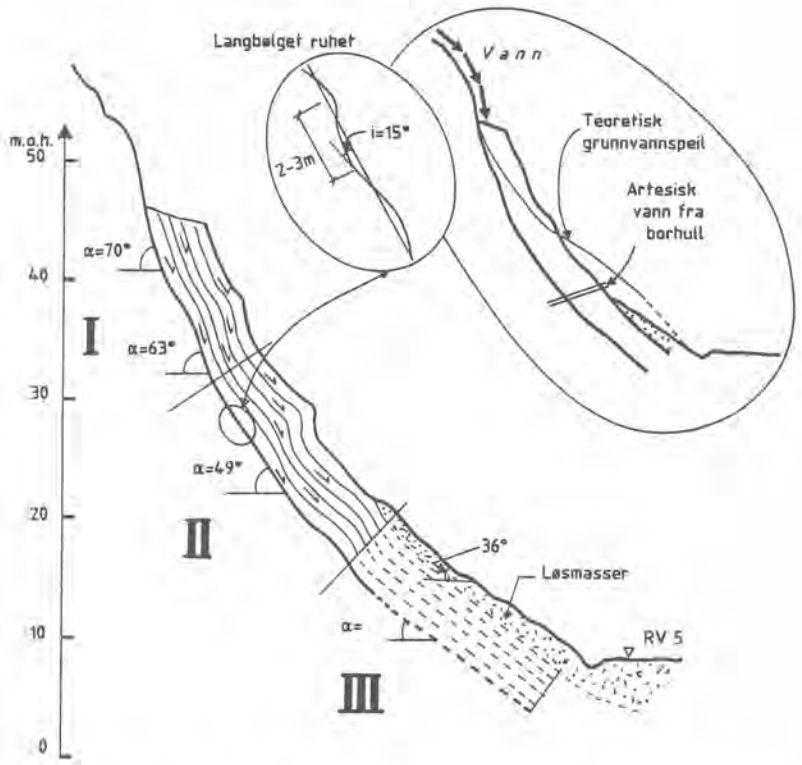


Fig. 6. Prinsippskisse over rasmassenes geometri før utrasningen.

Enten en bruker JRC = 10 og i = 0°, eller JRC = 5 og i = 15°, blir den beregnede skjærfastheten den samme.

Beregningene er basert på en modell med skjærplan 4 m under overflaten. Området er delt inn i tre delområder med hellning 63°, 49° og 36°, slik at

de øverste og steileste to områdene stabilitetsmessig hviler på det nederste og mest stabile området, som nærmest vegen er dekket av løsmasser.

Fig. 7. Foto av foliasjonsplanet som fungerte som glideplan.

		I α=63° MPa	II α=49° MPa	III α=36° MPa
Normalspenningen i tørr tilstand	$\sigma = \frac{W \cdot \cos\alpha}{A}$	0,049	0,071	0,087
Skjærspenning	$P/A = \frac{W \cdot \sin\alpha}{A}$	0,096	0,082	0,063

TABELL 1 (Tørr tilstand)

Da bare en mindre del av området er så plant at JRC kan settes lik 5, brukes JRC = 10 i beregningen av maksimal skjærfasthet, τ_p.

$$\tau_p = \sigma \cdot tg \left[JRC \cdot \log \frac{JCS}{\sigma} + \phi_r \right]$$

			I α=63° MPa	II α=49° MPa	III α=36° MPa
Skjærfasthet	p	MPa	0,077	0,105	0,124
Skjærspenning	P/A	MPa	0,096	0,082	0,063
Sikkerhetsfaktor	F =	$\tau_p/_{P/A}$	0,80	1,28	1,97

TABELL 2 (Tørr tilstand)

Den videre beregningen ble utført med forskjellige vanntrykk. Da skredet utviklet seg gradvis antas at vanntrykket ikke sto på hele det avløste partiet samtidig. I beregningen legges derfor på vanntrykk som står i forhold til høyden av hvert delområde, og som forutsetter at det var utlekkasjer på flere nivåer i skrenten. Det er forsøkt to modeller for vanntrykket som vist i Fig. 8.

Modell A er basert på et fritt avløp ut fra sprekkeflaten, men en viss motstand mot gjennomstrømning i sprekken.

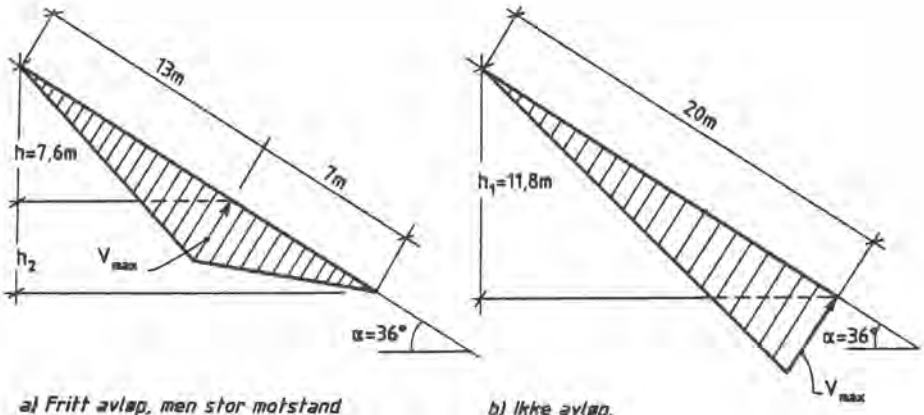
Modell B er basert på at vannsøylen fyller hele sprekkens vertikale høyde.

Det ble simulert med ulike sprekkevanntrykk og med ruhetsfaktor 5 og 10 på de tre delblokkene, I, II og III som er merket av på Fig. 6. I tillegg ble vekten av løsmassene som opprinnelig dekket den nederste delblokken tatt med i beregningene.

For å kunne beregne totalstabiliteten ble det tatt hensyn til kraftoverføringen mellom blokkene. I denne beregningen er det brukt JRC = 10, og moderat vanntrykk etter modell A på alle delområdene. Det ble regnet på en modell med 1 m bredde ved overføringen av kreftene mellom delblokkene langs et vertikalsnitt gjennom rasområdet.

I delområde I med hellining 63°, ble normalspenningen, σ, justert for vanntrykket, v_I, beregnet til

$$\sigma_I' = \sigma - v_I = 0{,}004 \text{ MPa}.$$



a) Fritt avløp, men stor motstand mot gjennomstrømning.

b) Ikke avløp.

Fig. 8. Sprekkevannstrykk med og uten avløp.

Her ble altså vanntrykket nesten like stort som den opprinnelige normalspenningen. Dette er på grensen til hydraulisk splitting, som kan være årasken til begynnende åpning av øvre del av glideplanet som en innledning til de senere rasene.

Skjærfastheten blir da:

$$\tau'_{pI} = \sigma'_I \cdot \text{tg}\left[\text{JRC} \cdot \log\frac{\text{JCS}}{\sigma'_I} + \phi_r\right] = 0{,}010 \text{ MPa}$$

Skjærkraften $P_I = 1{,}44$ MN

Nettokraften $K_I = P_I - \tau'_{pI} \cdot A = \underline{1{,}29 \text{ MN}}$

Denne nettokraften som hviler på delblokk II, dekomponeres til en skyvekraft, K_p, parallelt med skjærplanet til delblokk II, og en normalkraft til dette, K_n.

$K_p = K_I \cdot \cos(63° - 49°) = 1{,}25$ MN

$K_n = K_I \cdot \sin(63° - 49°) = 0{,}31$ MN

Vi får dermed nye verdier for både skjærspenningen og normalspenningen i delblokk II.

De samme beregningene ble utført for delblokk II, hvor nettokraften K_{II} = Skjærkraften - skjærmotstanden = 1,24 MN. Denne kraften blir overført til delblokk III.

Også her dekomponeres kraften fra delblokk II til delblokk III med en skyvekraft, K_p og en normalkraft K_n. Beregning av stabiliteten i delblokk III med kreftene overført fra delblokk II gir en nettokraft, K_{III} = 0,15 MN. Denne nettokraften gjelder pr m bredde av skredområdet, og må mulitpluseres med bredden av det ustabile partiet for å finne den totale kraften som virket i foten av skredet. Sammenlignet med brutto skyvekraft i delområde III, P_{III} = 3,11 MN er nettokraften på 0,15 MN liten.

Selv om denne beregningen bærer i seg antakelser, særlig med hensyn til det aktive vanntrykket, viser utviklingen av skredet at kreftene har vært i nærheten av de beregnete verdier.

Under boring gjennom øvre del av delblokk III etter rasene kom det opp artesisk vann. Dette bekrefter at det er et stort aktivt vanntrykk på foliasjonsplanene i dette området.

Da foliasjonen står på samme måten også i de gjenværende bergmasser, vil disse beregningene gjelde også etter skerdet. For å hindre en gjentakelse av skredet ved eventuell unormal stor tilgang på vann, ble det boret drenshull ned til 4 - 6 m under bergoverflaten. I tillegg ble det satt inn bolter i tilstrekkelig antall og dimensjon til å ta opp det dobbelte av den beregnede netto skjærkraft på delblokk III. Boltene som ble satt inn, hadde lengde opptil 6 m.

Val Tellina, Italia

I Val Tellina i de italienske alper, gikk det et fjellskred med volum på 44 mill. m^3 i juli 1987. Bergmassen besto hovedsakelig av dioritt. Også her var vannet den drivende kraft. En bekk som drenerte ned i en åpen tensjonssprekk, svulmet opp under uvanlig sterk nedbør. Etter ca en uke, hvor sprekken ifølge målinger åpnet seg flere cm daglig, kom de store bergmassene ned samlet. Løsneområdet lå mellom ca 1800 og 2400 m o.h., mens dalbunnen lå ca 1000 m o.h. Etter selve skredet ble ca 100.000 m^3 bergmasse løst fra skredkanten ved hjelp av vann som ble pumpet inn i tensjonssprekker.

Fig. 9 Skredet i Val Tellina. Løsneområdet er øverst midt på bildet

ETTERORD

Disse tre eksemplene og mange andre store og små skred, hvor vannet uten tvil har vært den drivende kraft, tilsier at det bør legges mer vekt på å registrere vanntrykket på sprekkene i områder hvor stabiliteten er usikker.

REFERANSER

[1] Bandis, S., Lumsden, A.C., og Barton, N. (1981): "Experimental Studies of Scale Effects on the Shear Behaviour of Rock Joints." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 18.

[2] Barton, N. og Choubey, V. (1977): "The Shear strength of Rock Joints in Theory and Practice." Rock Mechanics, Vol. 10, 1-54.

[3] Bjerrum, L. og Jørstad, F. (1965): "Stabilitet av fjellskråninger i Norge." IVA-meddelande 142. Stockholm.

[4] Hoek, E. og Bray, J.W. (1981): "Rock Slope Stability." The Institution of Mining and Metallurgy, London.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1989

Sivilingeniør Bård Bakkejord
Ingeniør Chr. F. Grøner A/S

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntelig på konferansen uten utgivelse av skriftelig referat.

RAPPORT FRA DEN INTERNASJONALE KONFERANSE "STORAGE OF GASES IN ROCK CAVERNS".

Report from the International Conference on Storage of Gases in Rock Caverns.

Professor, dr.ing. Einar Broch
Institutt for geologi og bergteknikk, Norges tekniske høgskole

SAMMENDRAG

I juni 1989 arrangerte Norsk Bergmekanikkgruppe i samarbeide med Norges tekniske høgskole en internasjonal konferanse om lagring av gass i bergrom i Trondheim. Konferansen, som var den første innen dette tema, var lagt opp som en "state-of-the-art"- konferanse. I alt deltok 170 personer fra 19 ulike land, derav ca. 50 fra Norge. Boken fra konferansen inneholder 46 artikler skrevet av forfattere fra 15 land. 14 av artiklene er norske.

SUMMARY

In June 1989 the Norwegian Rock Mechanics Group in cooperation with the Norwegian Institute of Technology organized an international conference on storage of gases in rock caverns in Trondheim. The conference, the first ever on this theme, was a state-of-the-art conference. 170 specialists from 19 countries participated. The proceedings contain 46 scientific papers written by authors from 15 countries.

INNLEDNING

I september 1969 arrangerte Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk etter oppfordring fra den relativt nydannede International Society for Rock Mechanics et internasjonalt sym-

posium kalt "Large Permanent Underground Openings" i Oslo. Symposiet var etterfulgt av tre ekskursjoner til forskjellige deler av landet. Både selve symposiet og ekskursjonene fikk svært god internasjonal oppslutning. Hele arrangementet var utvilsomt en suksess.

I forbindelse med dette arrangementet ble det opprettet en egen gruppe for bergmekanikk innen NFF. Kjernetroppene fra arrangementet av symposiet ble de sentrale personer i oppstartingen av det som etter hvert ble den frittstående foreningen Norsk Bergmekanikkgruppe. Suksessen i 1969 til tross, det skulle altså gå hele 20 år før bergmekanikkmiljøet her i landet var på banen igjen med et nytt internasjonalt arrangement.

FORBEREDELSER

På NBG's årsmøte for tre år siden ble det etter forslag fra Andreas Sigersvold nedsatt et utvalg som fikk i oppdrag å utrede mulighetene for å arrangere et internasjonalt møte med et bergmekanisk tema. Utvalget ble snart enige om at temaet burde være av en slik karakter at vi gjennom dette arrangementet kunne få vist verden noe av det vi har spesiell kompetanse på.

Luftputer i vannkraftverk er noe vi her i landet er alene i verden om å ha. Den erfaring vi har høstet fra planlegging, bygging og drift av disse er av sentral betydning for utvikling av bergromslagre for gass og for den såkalte "compressed air energy storage" - CAES-teknologien. Kort fortalt går denne teknologien ut på at det i et forsyningsnett for elektrisitet brukes overskuddsenergi til å pumpe trykkluft inn i et bergrom. I perioder med behov for energi brukes trykkluften til å drive luftturbiner. Systemet er altså en konkurrent eller et supplement til det velkjente pumpekraftverket. Amerikanerne har i flere år vært særlig interessert i denne teknologien.

Utvalget nådde etter hvert den konklusjon at en internasjonal konferanse med tema "Storage of Gases in Rock Caverns" var noe vi burde forsøke oss på. Vi var temmelig sikre på at et slikt tema ikke hadde vært brukt for noe internasjonalt møte før. Vi var klar over at temaet var noe trangt. Vi satset da heller ikke på det store deltaker-antall, men mente vi skulle kunne få til en konferanse med et høyt faglig nivå. Siktemålet var en "state-of-the-art"-konferanse.

NTH/SINTEF-miljøet hadde i noen tid arbeidet med luftputer og gasslagre i bergrom. Det var derfor naturlig å legge konferansen til Trondheim. Et samarbeide ble etablert med NTH's kursavdeling som etter hvert har bygd opp en betydelig erfaring i å organisere internasjonale møter. En samarbeidsavtale ble opprettet som kort resymert ga NBG ansvaret for den faglige del av arrangementet, mens NTH påtok seg ansvaret for alle tekniske og sosiale sider av arrangementet. NTH påtok seg også det fulle økonomiske ansvar, samtidig som de sa seg villig til å dele et eventuelt overskudd likt med NBG.

Med utgangspunkt i det utvalg som NBG hadde nedsatt ble det etablert en organisasjonskomité bestående av følgende personer:

Einar Broch,	formann
Nick Barton,	internasjonal komité
Bjørn Nilsen,	program og redaksjon
Jørn Olsen,	program og redaksjon
Arild Palmstrøm,	ekskursjoner
Andreas Sigersvold,	utstilling
Magne Kr. Dørheim,	sponsorer
David C. Goodall,	teknisk sekretær
Vibeke Halaas,	admin.sekretær

En Bulletin 1 ble utsendt i 10000 eksemplar våren/sommeren 1987. Vi lyktes med å få konferansen omtalt i flere sentrale tidsskrift. Dessverre lyktes vi ikke med å få sponsorship fra International Society for Rock Mechanics for vår konferanse.

For å styrke konferansens internasjoanle preg opprettet vi en "International Advisory Committee" bestående av følgende personer:

Dr. Raymond P. Benson,	Klohn Leonoff Consultants, Canada
Professor Tor L. Brekke,	University of California, Berkeley, USA
Dr. Pierre Colin,	Geostock, France
Professor Zhao-Qi Gu,	Tsinghua University, China
Professor Ulf Lindblom,	Chalmers University of Technology, Sweden
Dr. Ben Mehta,	Electric Power Research Institute, USA
Professor Yuichi Nishimatsu,	University of Tokyo, Japan

Vår Bulletin 2 med "Call for papers" ga først et noe lavere antall "Abstracts" enn forventet. Aktiv innsats både fra medlemmene i organisasjonskomitéen og vår internasjonale komité førte imidlertid til at vi til slutt nådde det mål vi hadde satt oss, ca. 50 artikler av høy kvalitet trykket i en bok.

GJENNOMFØRING

For trykking og publisering av artikler ble det inngått en avtale med A.A. Balkema i Rotterdam. I tillegg til et prismessig gunstig tilbud, la vi også vekt på at dette forlaget er særlig sterkt innen geofag og tekniske disipliner knyttet til disse. Blant annet publiserer Balkema "proceedings" fra mange av de ISRM- og ITA-støttede kongresser og symposier. Våre egne redaktører er svært godt fornøyd med samarbeidet med forlaget, og hele organisasjonskomitéen er stolte av sluttproduktet. Og det er vi glade for, - på litt sikt er det jo det som vil leve etter oss.

Som appendix til denne rapporten er vist kopi av innholdsfortegnelsen. Det vil fremgå at denne forfatter har en åpningsartikkel om bruk av undergrunnen i Norge. Denne etterfølges av en spesielt invitert artikkel skrevet av professor Ulf Lindblom fra Sverige om utviklingen av lagring av hydrokarboner i bergrom. Ved konferansen ble det ved åpningen også gitt en omtale av SPUNG - den norske stats forskningsprogram for utnyttelse av naturgass ved formannen professor Arne Bredesen. For øvrig ble konferansen åpnet av Rektor ved NTH, professor Dag Kavlie:

Faglig sett ble foredragene på konferansen og dermed også artikkelen i boken fordelt på fire hovedtema:

1. Pressurized storage in unlined caverns, 14 artikler
2. Pressurized storage in lined caverns, 7 - " -
3. Chilled and cryogenic storage, 9 - " -
4. Review of existing and planned projects, 14 - " -

Det var med tilfredshet at vi kunne konstatere at vi hadde mottatt verdifulle artikler som omhandlet alle de tre alternative lagringskonseptene. Dette ga deltakerne gode muligheter for å sammenlikne dem og å få en oversikt over gjenstående forsknings- og utviklingsarbeide.

I alt inneholder boken 46 artikler som er skrevet av forfattere fra 15 ulike land. 14 av artiklene har norske forfattere og 10 har svenske. 3 - 5 artikler er skrevet av forfattere fra USA, Japan, DDR og FRG, mens enkeltartikler kommer fra Canada, China, Finland, Frankrike, Italia, Israel, Jugoslavia, Nederland og Storbritannia. Vi synes således at vi oppnådde å gi konferansen et klart internasjonalt preg.

Også oppslutningen om konferansen var så internasjonal som vi hadde håpet på. I alt deltok 170 personer fra 19 nasjoner. Ikke uventet var den norske gruppen størst med 52 deltakere,

men også Sverige var sterkt representert med hele 44 deltakere. Store grupper hadde vi også fra Italia (11), Japan (9), Vest-Tyskland (8) og USA (8).

Alle forfattere fikk anledning til å gi en 10 - 15 minutters presentasjon av sin artikkel. Det var avsatt forholdsvis rikelig tid til spørsmål og diskusjon. Dette satte tydeligvis deltakerne pris på, og det utviklet seg ofte interessante diskusjoner og meningsutvekslinger.

Tredje og siste dag hadde vi avsatt ettermiddagen til en paneldiskusjon hvor vi stilte spørsmålet: "What are the issues of construction and costs?" Tre innledere, en med norsk/skandinavisk erfaring, en med engelsk/fransk erfaring og en med amerikansk erfaring hadde hver for seg planlagt byggingen og beregnet kostnadene for et gitt gasslager. Dette ble presentert for forsamlingen og diskusjonslederen, professor Tor L. Brekke, forsøkte å sammenstille resultatene av de tre ulike løsningene og kostnadsoverslagene. En egen rapport fra denne såkalte "Workshop" er utarbeidet og vil bli publisert i et internasjonalt tidsskrift.

En halv dag var avsatt til en lokal tur. Deltakerne ble vist eksempler på bruk av undergrunnen i Trondheim så som vannbasseng, et fryselager og byens kloakkrenseanlegg, alt i bergrom. Verdens største laboratorium for studier av tofase strømning ble også besøkt. Dessverre meldte det seg ikke nok deltakere til de planlagte ekskursjoner etter konferansen. Det ble imidlertid noe improvisert arrangert besøk til Torpa Kraftverk for å se på luftputa for et titalls interesserte deltakere umiddelbart etter konferansen.

Av sosiale arrangement hadde vi en mottakelse i Høgskolens aula etterfulgt av en omvisning og konsert i Domkirken den første kvelden. Andre kvelden sto værgudene oss bi for vår kon-

feranse-middag på Munkholmen. Nattlig fisketur på fjorden var det mange av utlendingene som satte pris på.

KONKLUSJONER

Som formann i organisasjonskomitéen vil jeg selvsagt ha problemer mede å trekke nøytrale konklusjoner fra et slikt arrangement. Jeg skal derfor begrense meg til det følgende:

* Siktemålet var en state-of-the-art-konferanse. Kvaliteten av de artikler vi fikk frem, og inntrykk fra diskusjonene bekrefter at vi lyktes i så måte.

* Antall deltakere var i samsvar med det budsjett vi hadde satt opp, faktisk noen flere. Konferansen gikk derfor med økonomisk overskudd.

* Konferansen fikk et klart internasjonalt preg med mange nasjoner representert både blant deltakere og forfattere.

* Selve gjennomføringen av konferansen gikk knirkefritt. Vi mottok ingen negative signaler, men faktisk ganske mange positive. Innsatsen fra NTH's kursavdeling må berømmes i den sammenheng.

Det er fristende å sakse følgende fra en telex vi fikk fra USA et par uker etter konferansen:

"I felt that this meeting could be considered a corner stone of construction of unlined gas-storage caverns in Scandinavia and the U.S.".

Slikt er jo hyggelig å motta.

Til slutt vil jeg få takke alle medlemmer av Organisasjons-komitéen og alle andre som hjalp oss for stor innsats. Norsk Bergmekanikkgruppe vil jeg takke for det interessante og utfordrende verv vi fikk da vi ble bedt om å arrangere denne internasjonale konferansen.

PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON STORAGE OF GASES IN ROCK CAVERNS / TRONDHEIM / 26-28 JUNE 1989

Storage of Gases in Rock Caverns

Edited by
BJØRN NILSEN
Norwegian Institute of Technology, Trondheim
JØRN OLSEN
Saga Petroleum a.s., Høvik

Foreword IX

Opening and invited lectures

Use of the underground in Norway 3
Einar Broch

The development of hydrocarbon storage in hard rock caverns 15
U.E.Lindblom

1 *Pressurized storage in unlined caverns*

Subsurface cavern system requirements for compressed air energy storage and associated uses 33
Max M.DeLong, Charles R.Nelson & D.Lee Petersen

Review of the design methodology for the Bad Creek underground powerhouse as it would apply to a hard rock cavern design for Compressed Air Energy Storage (CAES) 37
Hugh G.McKay III, Richard E.Steffens & Betsy W.Curlin

Storage of gases in rock caverns – Fieldtest in boreholes at Stripa, Sweden 43
G.Gustafson, I.Rhén & A.Bodén

Estimation of gas loss from pressurized unlined caverns without water curtains 49
D.C.Goodall & H.Kjørholt

Effects of gas pressure and permeance on stability of rock cavern 57
Y.Nishimatsu, S.Okubo, C.He & K.Fukui

Gas-tightness of an unlined storage cavern in the previously unsaturated rock 67
K.Nakagawa & H.Komada

Pressure distribution around stationary gas bubbles in water-saturated rock fractures 77
Bengt Åberg

Water curtain performance at the Kvilldal air cushion 87
H.Kjørholt, D.C.Goodall, P.M.Johansen & O.Stokkebø

Instrumentation and research for the Torpa air cushion surge chamber 95
H.Kjørholt & D.C.Goodall

Determining minimum permissible operating pressure for a gas cavern using the finite element method 103
Uwe Schmidt & Kurt Staudtmeister

Geomechanical aspects for the establishment and the operation of gas cavern stores in salt formations of the GDR 115
W.Menzel & W.Schreiner

Thermodynamic behaviour of HP natural gas caverns in salt – Theoretical calculations and practical experience 121
P.Grönefeld

Geomechanical stability analysis for CAES cavern operation 129
Shosei Serata, Ben Mehta & Mahantesh Hiremath

Possibility of gas and oil storage in younger Miocene salt deposits 137
R.Popovic, M.Avdagic, I.Hadzihrustic, Z.Klecek, P.Jovanovic & O.Gorjackovski

2 *Pressurized storage in lined caverns*

Steel lined rock caverns 145
Ulf H.Andersen

Storage of natural gas in lined rock caverns – Studies for a future project in southern Sweden 151
Per Tengborg

Rock mechanics design for high pressure gas storage in shallow lined caverns 159
N.Barton, K.Monsen, P.Chryssanthakis & Ø.Norheim

Storage of natural gas at high pressure in lined rock caverns – Rock mechanics analysis 177
H.Larsson, R.Glamheden & G.Åhrling

Gas storage in lined hard rock caverns – Results of a pilot study 185
S.Semprich, F.Crotogino & H.-J.Schneider

Design of sealing systems for shafts, boreholes and access tunnels – Basis for gas storage in abandoned mines and rock caverns 193
Peter Sitz & Wolfgang Förster

Concept for gas storage by sealing rock caverns with thin plastic and rubber membranes 201
I.Bogdanoff, L.O.Dahlström & J.He

3 *Chilled and cryogenic storage*

Laboratory experiments for unlined cryogenic cavern storage 213
J.B.Homer, E.Horvat & J.F.Unsworth

Storage of refrigerated liquified gases in rock caverns – Characteristics of rock under very low temperature 221
Kenji Aoki, Keisuke Hibiya & Takehisa Yoshida

Back analysis of heat loads on selected thermal storages 229
D.C.Goodall, T.Utheim & E.Thorbergsen

Prospects for LNG storage in unlined rock caverns 237
D.C.Goodall

The U-test cavern for gas storage at extremely low temperatures 245
P.S.Särkkä

Optimization of feasibility design of large, near-surface LNG storage caverns in weak rock 251
P.Grasso, A.Mahtab, S.Pelizza, P.Perego & G.Vitali

Low temperature storage of gases in underground openings 259
Yoshinori Inada

Storage of LNG in insulated rock caverns: Technology and economics 267
Peter Margen & Ulf Lindblom

Spherical, skirtsupported tanks for onshore LNG storage 277
R.F.Schrader, B.Klepsvik & T.Einstabland

4 *Review of existing and planned projects*

Accidents of underground oil and gas storages – Case histories and prevention 289
P.Bérest

The Rafnes propane storage cavern – 12 years of successful operation 303
P.M.Johansen & O.K.Madsen

Design and construction of an LPG rock cavern near by an existing LPG rock storage 307
K.Palmqvist & S.Ullgren

Ground water maintenance and leakage control during construction of unlined rock caverns for pressurized gas storage, Mongstad 317
B.Nermoen & O.T.Blindheim

An innovative approach to peak gas storage in large urban areas – A hard rock natural gas cavern in New York City 323
C.M.Hoffman & R.B.Lange

Experience from the Norwegian air cushions 337
D.C.Goodall, H.Kjørholt, T.S.Dahlø & Einar Broch

The performance of a water curtain during 10 years of operation 347
Ulf E.Lindblom

Air cushion surge chamber at the Torpa power plant 355
R.S.Kjølberg

Ma-Zi-Ile hydroelectric power station in China 363
Zhao-qi Gu & Xiao-Liang Yang

Storage of natural gas in lined rock caverns-pilot plant 367
Tord Lindbo, Håkan Sandstedt & Per-Olov Karlsson

Design of gas storage caverns for an underground gas power plant 371
Alf Thidemann

Submerged geo-spacing for compressed air energy storage in deep soft rock – Provisional study of feasibility related to urban siting in future 377
M.Hayashi

Prorock – Underground process facilities and gas storage 389
Steinar Roald

The essential criteria – safety, security, ecology and consequently economy – for the storage of liquidified gases in rock formations at suitable depth-theory and praxis 395
J.Vered-Weiss & E.Edel

A.A.BALKEMA / ROTTERDAM / BROOKFIELD / 1989

GRUNNVANNSKONTROLL, STURE.
ERFARINGER FRA BYGGING OG DRIFT.

Groundwatercontrol at Sture. Experiences from construction and operation.

Siv.ing. Tore M. Larsen
Norsk Hydro a.s.

SAMMENDRAG

Grunnvannskontrollsystemet på Sture beskrives m.h.t. forutsetninger, endringer under utførelsen, og erfaringer fra anleggsfasen og Terminalens driftsfase.

Det har vist seg vanskelig å få nok vann inn i fjellet. Vannforbruket er kun en brøkdel av det som var beregnet på forhånd. Delvis skyldes dette at fjellet har svært lav permeabelitet, men også at endel av infiltrasjonshullene ble sementinjisert for å tette større lekkasjer.

Lokale grunnvannssenkninger har gjort at systemet er blitt utvidet i to trinn, begge ganger for å infiltrere mer vann lokalt. Det første utvidelsestrinnet ga den ønskede heving av grunnvannsstanden. Det andre trinnet er ennå ikke fullført.

SUMMARY

The groundwatercontrolsystem at Sture is described re. design basis and detail design, changes during construction and experiences from construction and operation of the Terminal.

It has proved difficult to infiltrate sufficient water into the rock. The water consumption is only a fraction of what was calculated. This is partly due to the low permeability of the rock, but is also caused by cement-injections in some of the drillholes.

Local drops in the groundwaterlevel have trigged two steps of strenghtening the system, both times to get more water into the rock locally. The first step was successful and gave the desired raise in groundwaterlevel. The second step remains to complete.

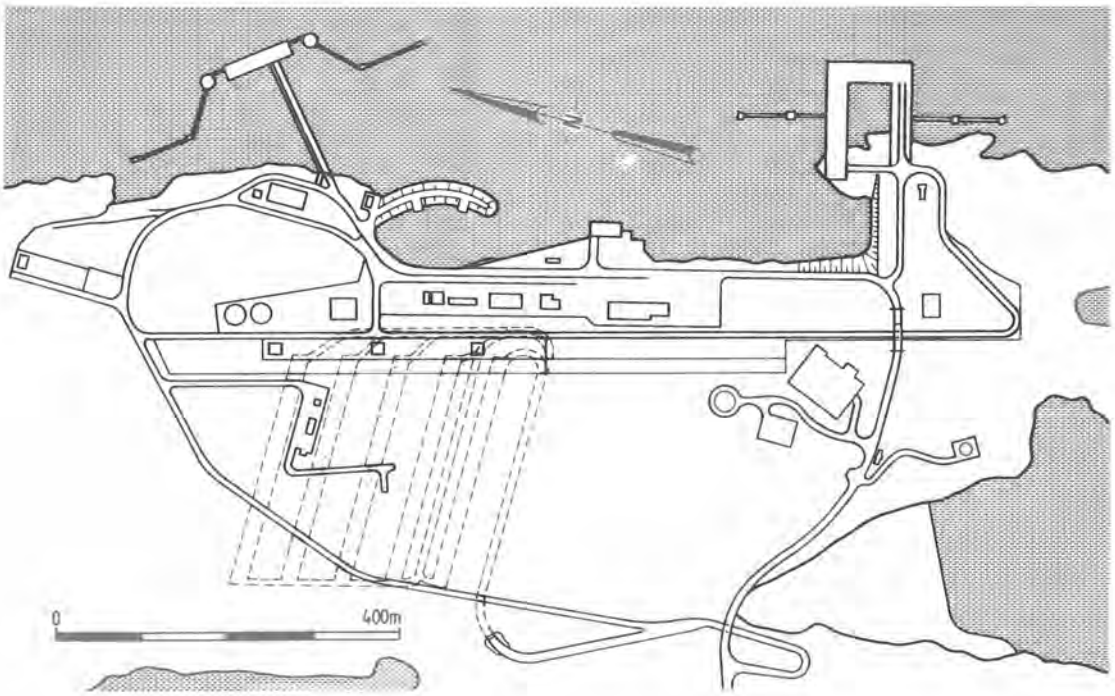


Fig. 1. Stureterminalen

FORUTSETNINGER

Da Stortinget i 1984 bestemte at Oseberg-oljen skulle føres iland til Sture i Øygarden, hadde Hydro som operatør for utbygging og drift, allerede foretatt flere undersøkelser av fjellforholdene der oljelagerehallene var tenkt å ligge. Undersøkelsene fortsatte sommeren og høsten '84 gjennom pre-engineering fasen og omfattet bl.a. kjerneboringer, vanntapsmålinger og pumpetester. Et utvalg av de borete hullene ble benyttet til kontinuerlig (ukentlig) registrering av grunnvannsnivå, som fortsetter ennå.

Undersøkelsene konkluderte med at fjellet var meget tett. Permeabeliteten lå i størrelsesorden $1\text{-}5 \cdot 10^{-9}$ m/s. Beregnet gjennomsnittlig massepermeabelitet var $1 \cdot 10^{-9}$ m/s. Vanntaps-målingene viste mindre enn 0,1L for 70% av hullengdene.

Bare 6% viste mer enn 1L. Grunnvannsnivået var generelt høyt, men p.g.a. den lave permeabeliteten kunne det forventes store lokale variasjoner.

Pre-engineeringen anbefalte et grunnvannskontrollsystem med vanninfiltrasjon gjennom borhull og en rekke peilehull (kontrollhull) for registrering av grunnvannsnivå. Borhullene kunne bores fra dagen, eller fra tunneler over hallene drevet spesielt for dette formålet. Gasstrykket inne i hallene ville variere fra -0,5 bar til +1,5 bar.

Det høyeste innvendige trykket ville kreve et omsluttende grunnvannstrykk på 1,5 bar pluss en sikkerhetsmargin på 20m vannsøyle, dvs. tilsammen 35 m VS.

UTVIKLING AV KONSEPTET

Godkjennende myndighet for anlegg av denne type er Direktoratet for Brann og Eksplosjonsvern (DBE). De mente at tilstrekkelig grunnvannstrykk var etablert dersom man kunne dokumentere en grunnvannstand på 35m over taket av hallene.

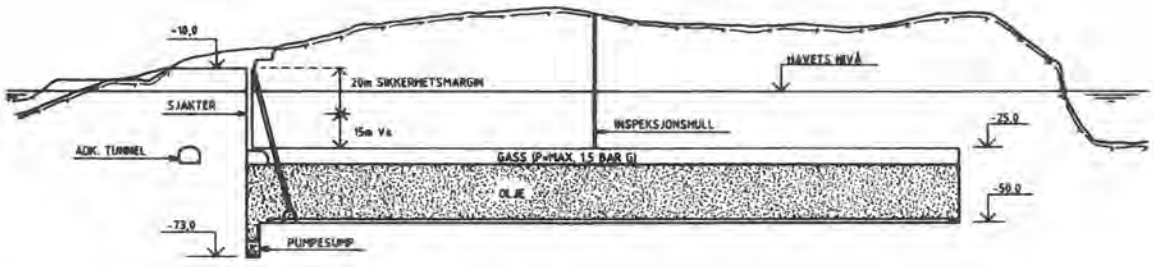


Fig. 2. Snitt lagerhaller. Krav til grunnvannstand.

Laveste terrengnivå over hallene på Sture lå på kote +10. Med en grunnvannsstand helt opp i terrengoverflaten ville lagerhallene kunne plasseres med taket på kote -25. I design basis-fasen tidlig i 1985 ble dette nivået valgt ut fra nevnte ressonement. I området med lavest terrengnivå (over pumpesjaktene) ville infiltrasjonssystemet presse vann inn i fjellet med et trykk tilsvarende kote +15. Selv om grunnvannsstanden lokalt skulle ligge litt lavere enn kote +10, mente man at tilstrekkelig grunnvannstrykk alikevel ville omslutte hallene. Dette støttet seg også på at adkomsttunnelen ut for østenden av hallene skulle vannfylles og trykksettes til kote +15.

Det ble valg å infiltrere fjellet med borhull fra dagen, trykksatt gjennom et ledningsnett i grøft. Årsaken til valg av grøft fremfor tunneler, var:

a) kostnader

b) tidsfaktor, d.v.s. komme hurtig i gang. (Det var en forutsetning at fjellet skulle være oppboret og trykksatt minst 50 m foran stuff, for at ikke tunneldriften skulle drenere grunnvannet.)

c) frykt for at infiltrasjonstunneler kunne drenere grunnvannet når de ble drevet, og at det ville være vanskelig å reetablere grunnvannet i fjellet når det først var drenert ut.

d) fleksibilitet - et system med borhull fra grøft kan utvides, suppleres og justeres etter behov, dersom grunnvannsstanden skulle være for lav. Dette er vanskelig å gjøre fra tunneler uten å tømme dem. Tømming kan ikke gjøres i driftsfasen.

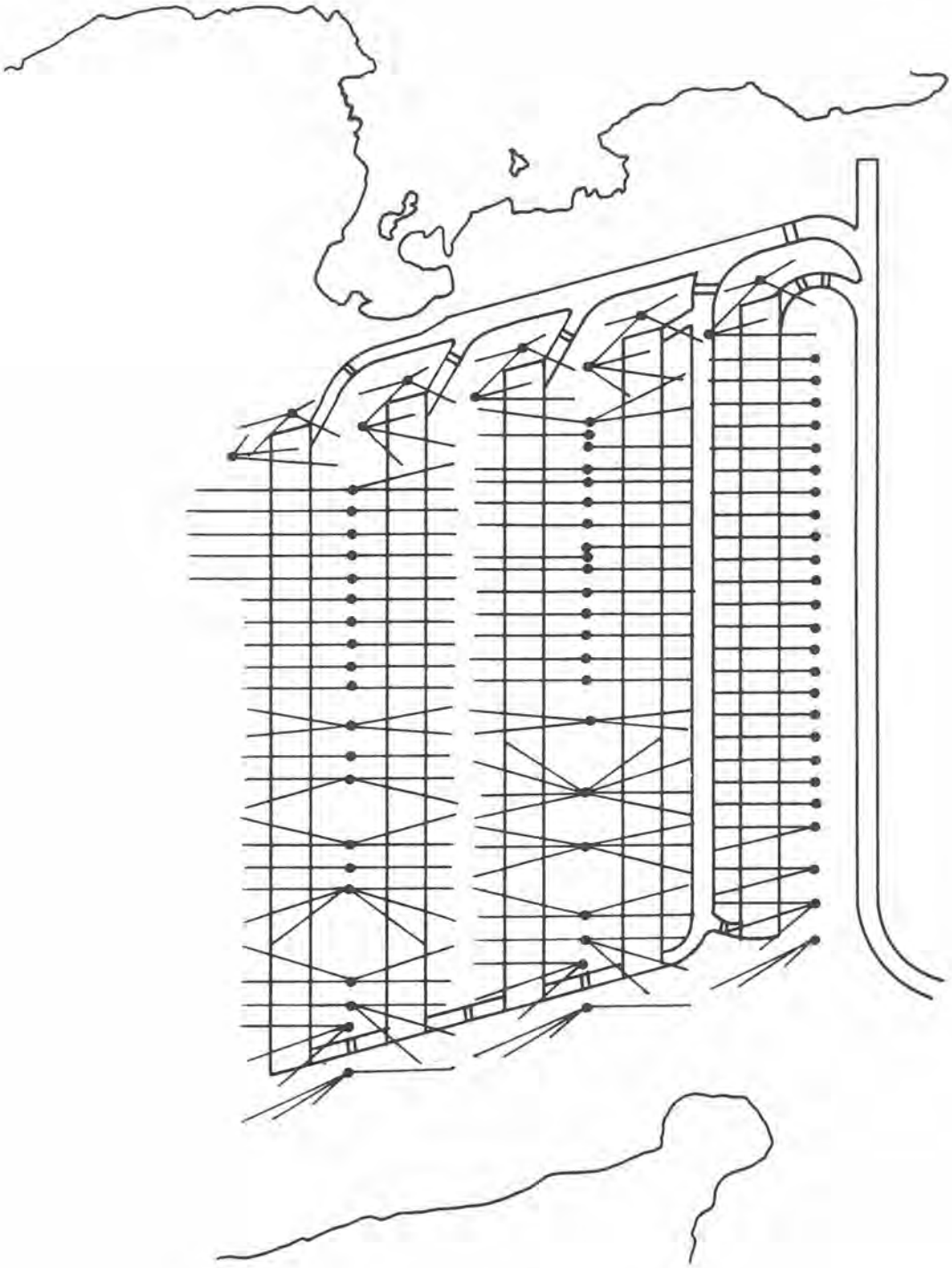


Fig. 3. Oversikt fjellhaller og infiltrasjonshull.

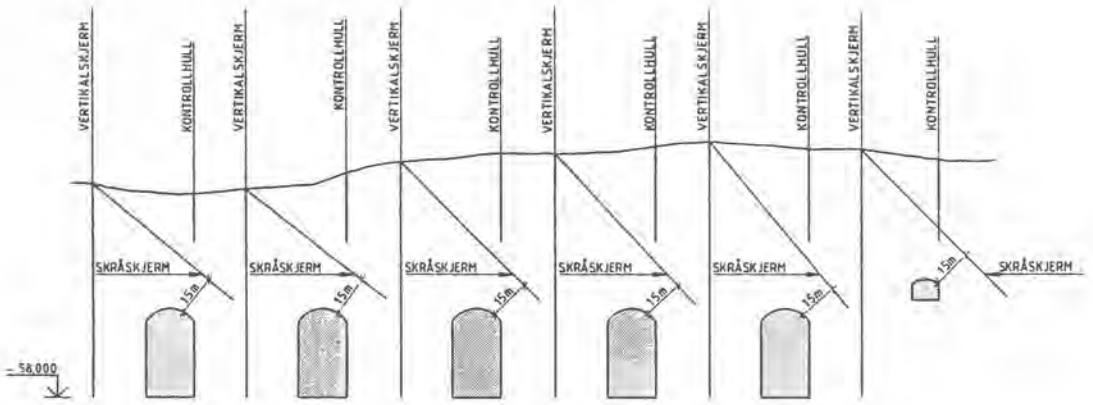


Fig. 4. Separasjon av hallene. Tverrsnitt.

Det var til å begynne med lagt opp til et system med full separasjon av alle hallene. Det var vertikale vifteskjermer mellom hallene og skråskjermer over dem. Dette krevet et omfattende grøftesystem og mange bormeter. Behovet for separasjon av hallene ble derfor tatt opp til ny vurdering. Med den lave permeabeliteten og forholdsvis store avstanden mellom hallene (39m) ble det antatt av oljelekkasjen gjennom fjellet fra èn hall til en annen ville være så liten at den ikke ville by på måletekniske problemer i driftsfasen. Forøvrig skulle alle oljelagerhallene inneholde råolje fra den samme rørledningen.

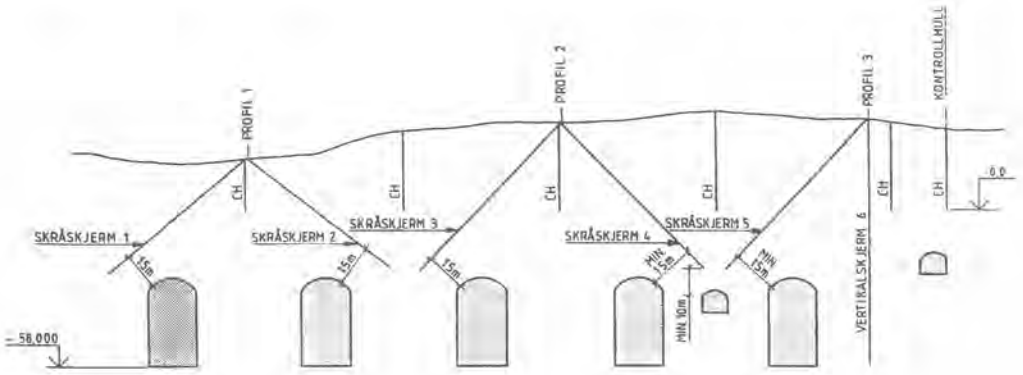


Fig. 5. Vannskjermer uten separasjon.

Det ble derfor besluttet å droppe de vertikale separasjons-skjermene mellom hallene. Heller ikke mellom ballastvannshallen og oljelagerhallene fant man tilstrekkelig behov for separasjon. Kun mellom adkomsttunnelen og den nærmeste hallen ble det beholdt en vertikalskjerm. Dette fordi adkomsttunnelen kunne bli tømt og brukt i en senere utvidelsesfase.

Design-endringen medførte færre bormeter og et vesentlig enklere tilførelssystem for vannledningen i grøft.

Avstanden mellom borhullene ble satt til gjennomsnitt 11m. Dette tallet fremkom delvis v.hj.a. beregninger og delvis som en erfaring fra daminjeksjon. Hullene skulle bores slik at de teoretisk ikke kom nærmere taket av hallene enn 15m. Denne avstanden skulle hindre at vannet strømmet direkte fra borhullene inn i hallene. Man ville også ha et område med fjell over hallene der man kunne foreta injiseringsarbeider innenfra.

De tilgjengelige vannressurser i Øygarden er begrensete. For å forsyne Terminalen og deler av kommunen, ble det bygget et nytt vannverk ved Storevatn med dam, pumpestasjon, veier, ledningsanlegg og signalanlegg frem til Sture. Her ble det bygget et vanntårn for trykkregulering av vannet. Det ble inngått avtale med kommunen der Hydro var sikret halvparten av vannverkets kapasitet. Halvparten av dette igjen - 25 m^3/time - var forbeholdt grunnvannskontrollsystemet. Resten av Hydro's kvote skulle fordeles på alt øvrig vannforbruk på Terminalen.

For å holde vannforbruket på grunnvannskontrollsystemet nede, ble det besluttet å foreta en grovinjeksjon med sement i de infiltrasjonshullene som krysset større drenerende slepper. Man mente at dette ikke ville hindre vanninntrengning i mindre sprekker, slik at det allikevel ville være fullt mulig å injisere tilstrekkelig vann inn i fjellet til å opprettholde grunnvanns- standen. Det ble samtidig fastsatt at maks lekkasje inn i hver hall samt adkomsttunnelen skulle være 50 l/min. Det ville gi en samlet innlekkasje på maks 18 m^3/time. Differensen opp til 25 m^3/time var avsatt til avrenning på overflaten eller utganger mot sjøen.

Injeksjonskriteriet for infiltrasjonshullene ble satt slik at dersom en eller flere 5-meters seksjoner av et hull hadde større lekkasje enn 1 Lugeon skulle disse seksjonene injiseres og hullet bores opp igjen.

Deretter skulle sondèrhull settes til hver side etter "split-spacing"-prinsippet slik at disse kom omtrent midt mellom det injiserte hullet og nærmeste nabohull. Split-spacing hullene skulle vanntapsmåles og injiseres. Den øverste delen av infiltrasjonshullene var planlagt å skulle fores ut, og behøvde derfor ikke å vanntapsmåles. Injeksjonen skulle foretas nedenfra i seksjoner på 5m. Trykket ble satt til 2 bar i toppen av hullet, og skulle økes med 1 bar pr. 10m dybde under fjelloverflaten. Et hull som rakk ned til 50m under overfalten skulle således injiseres med 7 bar trykk i den nederste delen.

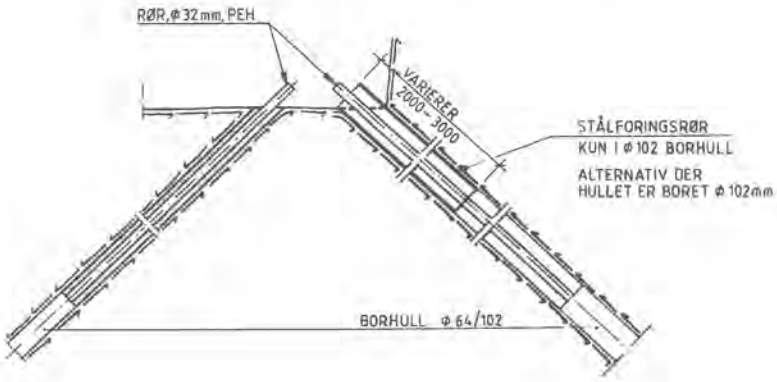


Fig. 6. Innstøpte foringsrør.

For å unngå vanntap direkte til dagen, samt for å unngå hudraulisk splitting i borhullene, skulle de fores ut til en dybde som var 0,5 ganger det hydrostatiske trykk i enden av utforingen. For å hindre for lang utforing i hullene, ble

vanntrykket i tilførselsledningene delt i to områder: Det laveste partiet ved sjaktområdet skulle trykksettes tilsvarende vannstand 15 m.o.h. Planert terrengnivå ville ligge på 10 m.o.h. Det høyestliggende partiet skulle trykksettes tilsvarende vannstand kote 40 m.o.h. De høyeste punktene på ledningsnettet lå på ca. 35 m.o.h.

For å kontrollere grunnvannsstanden var det planlagt å bore en rekke vertikale kontrollhull for peiling fordelt over hele området. Disse hullene skulle naturlig nok hverken vanntapsmåles eller injiseres.

UTFØRELSE, TILPASSNINGER

Beskrivelsen foran angir grovt hvordan opplegget var tenkt da det ble sluttet kontrakt med entreprenøren og arbeidene igangsatt.

De lengste hullene var drøyt 100m. Det ble satt igang boring med topphammer og $2^1/2$" hull diameter. Det viste seg snart at hulldybden var for stor for dette utstyret.

Hullene stoppet opp med 0 borsynk mellom 50 og 70m. Etter en stund gikk man over til senkboring med 4" hulldiameter. Hulldybden var da ikke lenger noe problem.

Det var derimot injeksjonskriteriene. Etter bare noen få hull hadde man brukt en stor del av kontraktens mengder av sement. Det ble da satt begrensninger på hvor mye som kunne injiseres i hvert hull. Etter at hullene var boret opp igjen, viste de seg å være omtrent helt tette.

Da den første delen ble tilkoblet forsyningsledningen og tykksatt, var det svært lite vann som gikk inn i fjellet. Stadig flere kritiske røster hevet seg mot injisering av hullene. Etter at ca. $^1/2$ av hullene var boret, og ca. $^1/3$ tilkoplet ledningsnettet, ble beskrivelser og kriterier for injeksjon endret.

Da var ca. 22% av hullene strupt ved injeksjon. (De øvrige var "tette" i utgangspunktet). Vannforbruket for den trykksatte tredjedelen var ca. 0,4 m^3/time. Endringen var som følger:

- Kun den øverste halvdelen av hullene skulle injiseres.
- Tetthetskravet ble endret fra 1L til 3L.
- Boring av "split-spacing" hull ble sløyfet.
- Injeksjonen skulle bare foregå i èn omgang pr. hull.

I tillegg ble det supplert med flere kontrollhull, slik at disse nå utgjorde ca. 50 stk. ialt. Vannstanden ble kontrollert hver uke, eller oftere dersom spesielle forhold tilsa det.

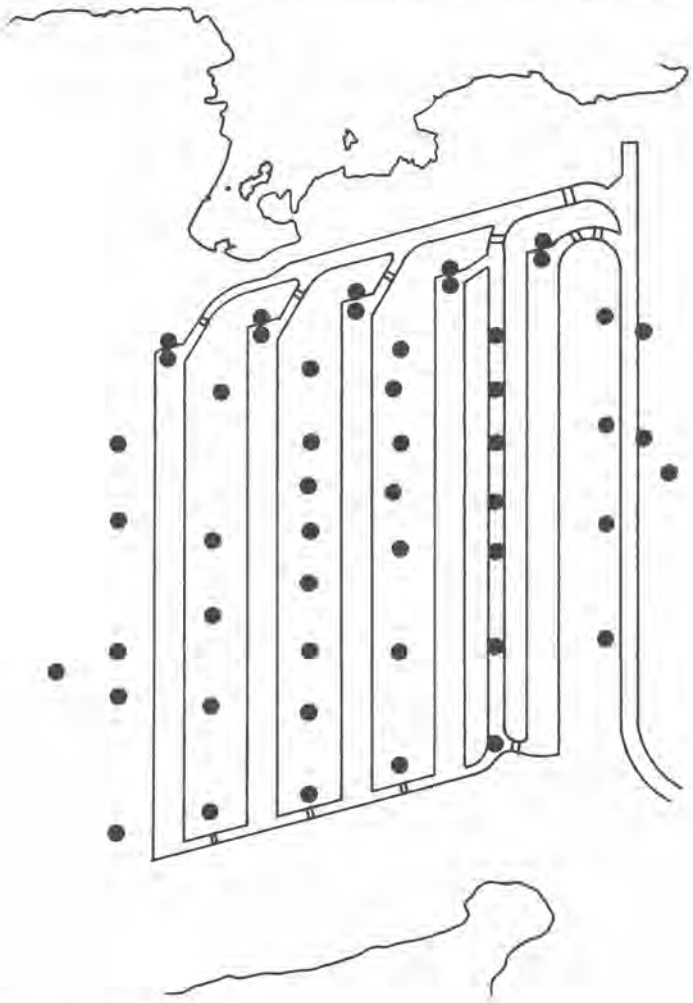


Fig. 7. Kontrollhull.

Etter hvert som tunneler og takskiver i fjellhallen ble drevet ut, ga dette utslag på vannstandsmålingene. Lekkasjer inne i fjellhallene ga ofte kraftig senkning av grunnvannsstanden. Når lekkasjen ble tettet med injeksjon nedenifra, steg vannstanden igjen. Feilboringen viste seg å være større enn antatt på forhånd. Noen ganger drev man inn i trykksatte grunnvannshull, eller inn i større sprekker som stod i kommunikasjon med disse.

Da steg vannforbruket kraftig inntil man fikk tettet lekkasjen. Ved uheli hendte det at man injiserte masse nedenifra inn i grunnvannshull og videre inn i ledningsnettet. (Dette ble selvfølgelig utbedret igjen.) Ellers viste ikke vannforbruket særlig økning p.g.a. at stadig større tak- og veggarealer ble blottlagt i haller og tunneler. Da hallene var ferdig utsprengt, lå forbruket på ca. 2 m^3/time. Vannmålerne opererte på nedre grensen av sitt måleområde, og noen ble skiftet til vanlige husmålere.

I mellomtiden hadde man ved driving av hallene fått stabilitetsproblemer med de østre endeveggene av hallene, slik at man måtte foreta nokså tung sikring her. For å redusere de lastene man måtte dimensjonere sikringen mot, ble vifteskjermene ut for østre hallende bare boret til nivå med taket i hallene. Videre nedover ble det istedet boret hull fra adkomsttunnelen. Disse ble liggende ca. 25m fra hallens endevegger, og ble derfor antatt å ikke virke drivende på poretrykket mot østveggene. Adkomsttunnelen skulle senere vannfylles og trykksettes.

Ved sjakttoppområdet viste grunnvannsstanden stedvis for lave verdier. Terrengnivået var sprengt ned til kote +10. Det var ikke stilt krav til undersprengning, og entreprenøren hadde noen steder boret mer enn 2m dypere enn sprengningsplanum. På utsiden av det utsprengte området hellet terrenget ned mot sjøen. Grunnvannsstanden lå derfor nede mot kote +5 i et par hull. For å sikre et grunnvannstrykk på 3,5 bar over hallene i dette området, var det ikke nok med de infiltrasjonshull som var boret fra overflaten. Området inneholdt mange leirslepper, og infiltrasjonshullene ledet lite vann inn i fjellet.

Nedenifra ble det boret skjermer på skrå opp fra adkomsttunnelen. Derved ville man øke grunnvannstrykket i området, samt stenge mulige gasslekkasjeveier mellom lagerhallene og adkomsttunnelen.

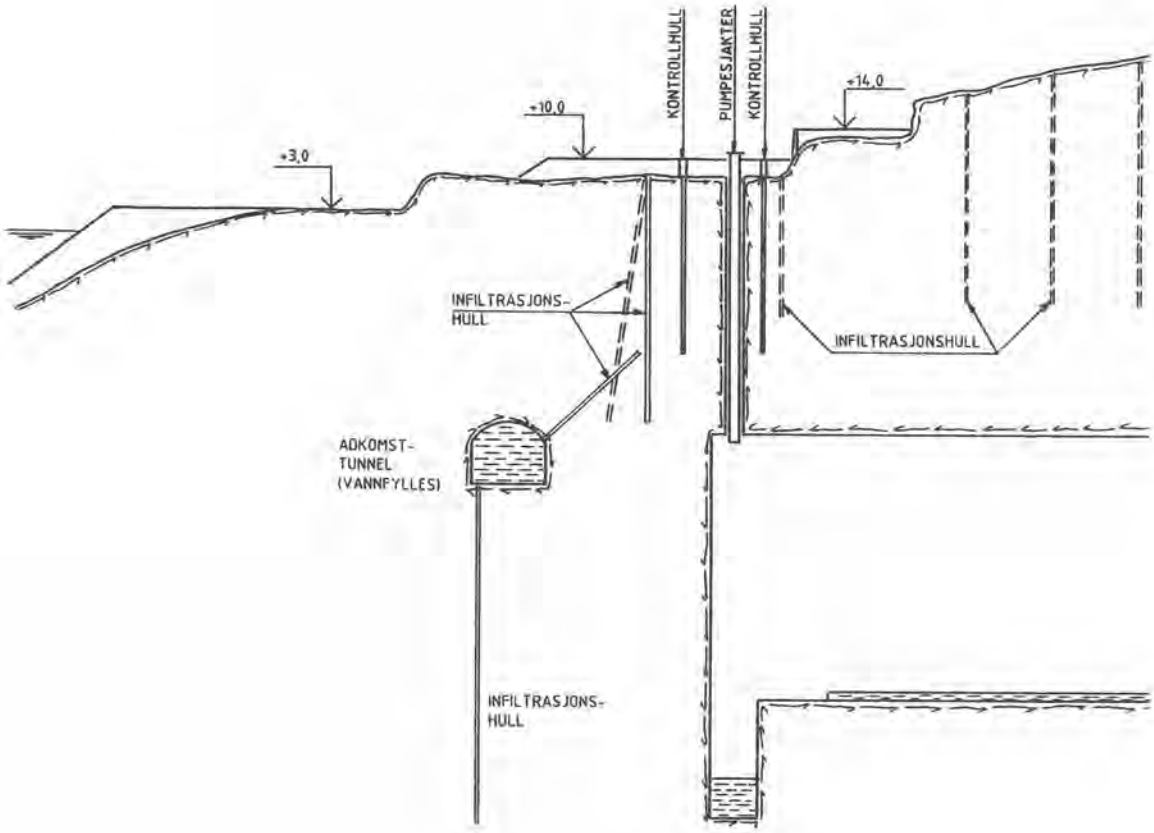


Fig. 8. Snitt østre del. Boring fra tunnel.

For å se hvordan poretrykket varierte nedover i fjellet, ble det boret noen ekstra hull og satt ned poretrykksmålere på ulike nivåer i hvert hull. Disse hullene ble satt der man hadde lave

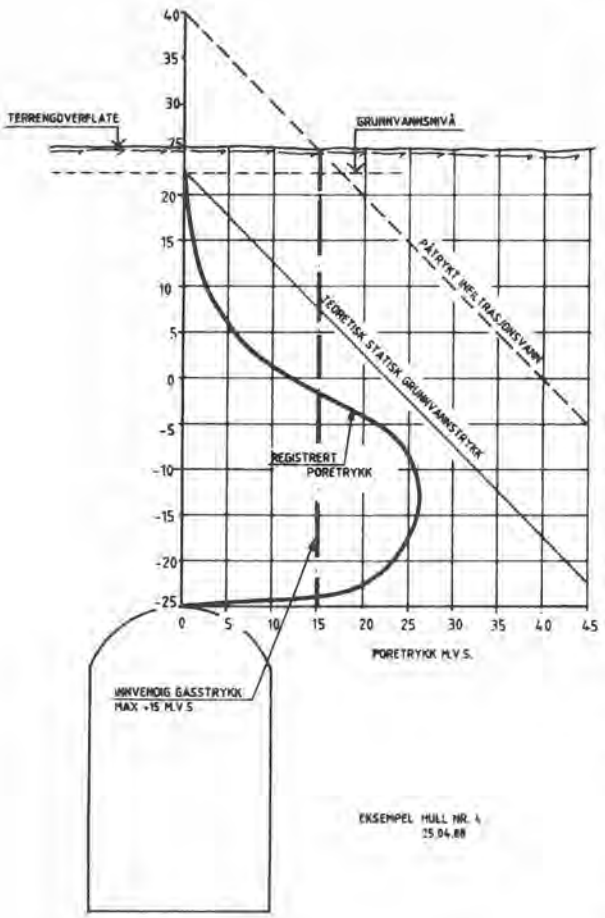


Fig. 9. Poretrykk på ulike nivåer i fjellet..

grunnvannsstander og/eller større lekkasjer inne i hallene som det var vanskelig å tette. Som forventet økte poretrykket med dybden, men avtok igjen like over taket i fjellhallene. Trykket tilsvarte imidlertid ikke fullt ut det teoretiske statiske trykket. Dette forklares bl.a. med at grunnvannstrykket består av en statisk og en dynamisk del. Det er bare det statiske trykket man måler. Det dynamiske trykket antas å endre seg med mottrykket, slik at ved større mottrykk inne i hallene, vil man få en mindre dynamisk del (mindre innlekkasje) og mobilisere et større statisk grunnvannstrykk. I praksis er imidlertid denne effekten beskjeden.

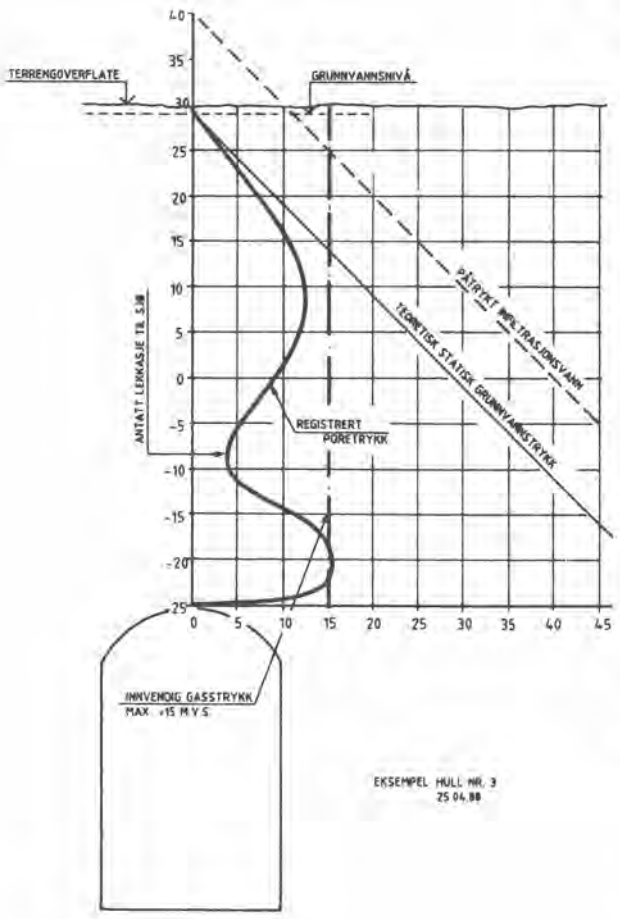


Fig. 10. Poretrykk ved vestenden av hallene.

Ved vestenden av hallene, mot Sturekjølpa, hadde man et uventet fenomen. Der sank poretrykket ved ca. kote -10, men lenger ned tok det seg opp igjen. Dette ble tolket som større lekkasjer ut i sjøen gjennom "fjærsprekker" mot en forkastning. For å kompensere for dette, måtte man enten tette sprekkene, eller tilføre mer vann.

Det ble utført etterinjeksjon i fjellhallene i flere omganger, også etter at de var ferdig drevet. Lekkasjene inn ble etterhvert ganske små.

FØRSTE UTVIDELSESTRINN

I begynnelsen av 1988 var det klart at også Oseberg Nord skulle inn på Sture. Dette ville øke gjennomstrømmingen av olje en god del, og det ble diskutert hvordan dette kunne gjøres uten å sprenge flere fjellhaller. Resultatet var at man økte fyllingsgraden i de eksisterende fjellhallene med 7 m.

Det ble da et langt mindre gassvolum ved fulle haller, noe som igjen kunne bety at hallene ville operere med ganske lave trykk (d.v.s. under vanlig atmofæretrykk) ved normale forhold.

Spørsmålet ble da stilt hvordan dette ville påvirke grunnvannsforholdene rundt og over hallene. Man fryktet at konstant lavt trykk ville "suge" mer vann ut av fjellet enn infiltrasjonshullene kunne levere.

Dette ble forsøkt simulert ved å midlertidig heve trykket i tilførselssystemet med 0,5 bar. Man fikk da en økning i forbruk og stedvis høyere grunnvannsstand. Også etter at trykket ble senket til normal nivå, holdt denne tendensen seg en stund, men flatet så ut. Man tolket dette dithen at systemet til en viss grad ville kunne regulere seg selv ved lave trykk inne i hallene.

Men som en følge av usikkerhet på dette feltet, samt de tidligere nevnte problemer med lave grunnvannsnivåer i enkelte områder, i tillegg til antatte lekkasjer til sjøen i vest, ble det satt igang en utvidelse av grunnvannssystemet. Det ble da planlagt flere borhull, tilførselsledninger m.v. på utvalgte steder. Ut for vesteden av hallene ble det laget en helt ny og tettere boret vifteskjerm utenpå den gamle, matet fra egen tilførelsledning i grøft.

Da hovedhensikten var å få mer vann inn i fjellet, ble ikke noen av disse hullene injisert. De ble imidlertid vanntapsmålt, og på grunnlag av dette ble de foret ut så langt ned at de ikke skulle gi direkte lekkasjer til dagen.

Utvidelsen var ferdig like før det ble fylt olje inn i lagerhallene første gang (primo desember '88).

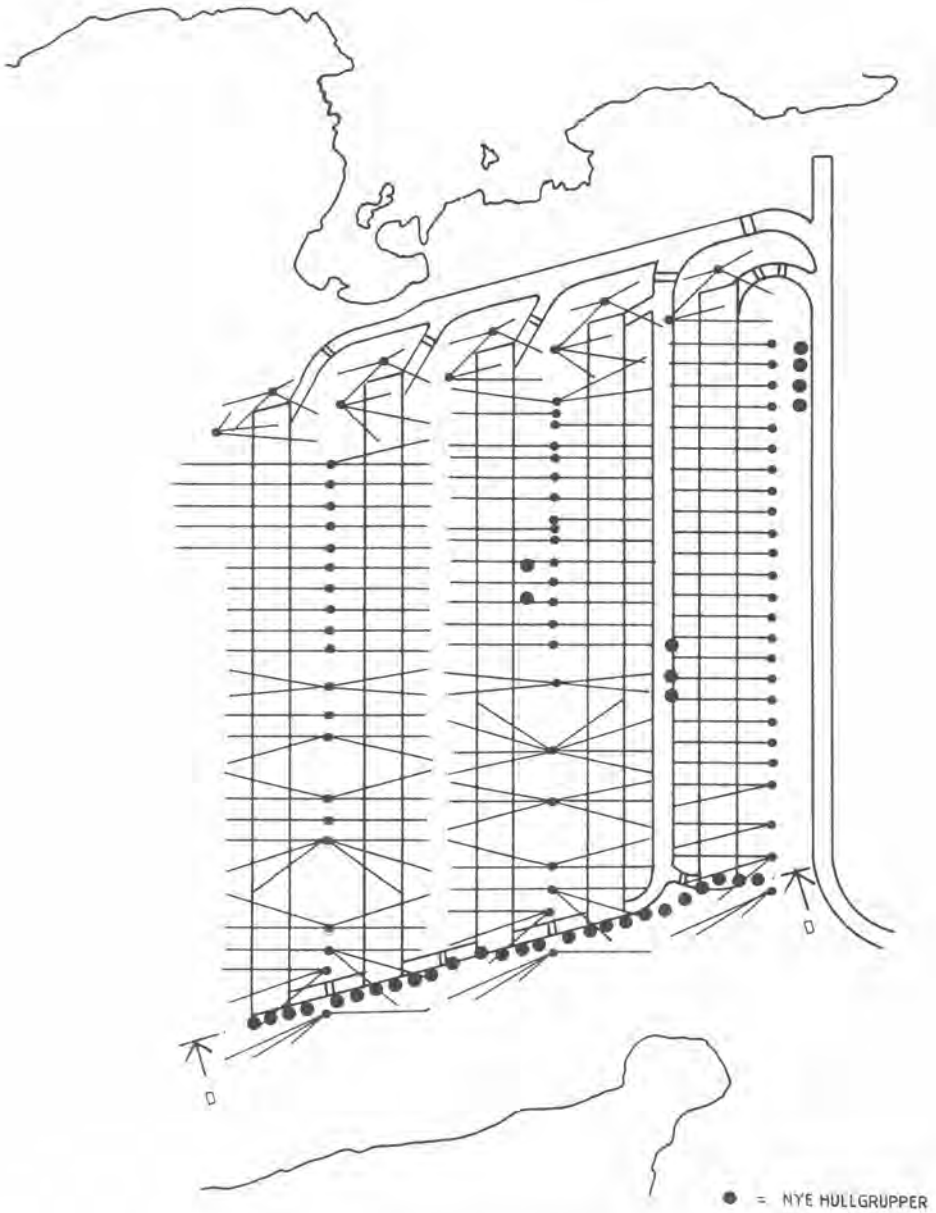


Fig. 11. Første utvidelse. Oversikt.

Resultatet var vellykket, unntatt for ett punkt midt over den midterste hallen. (Her hadde man ikke truffet de vannførende sleppene.)

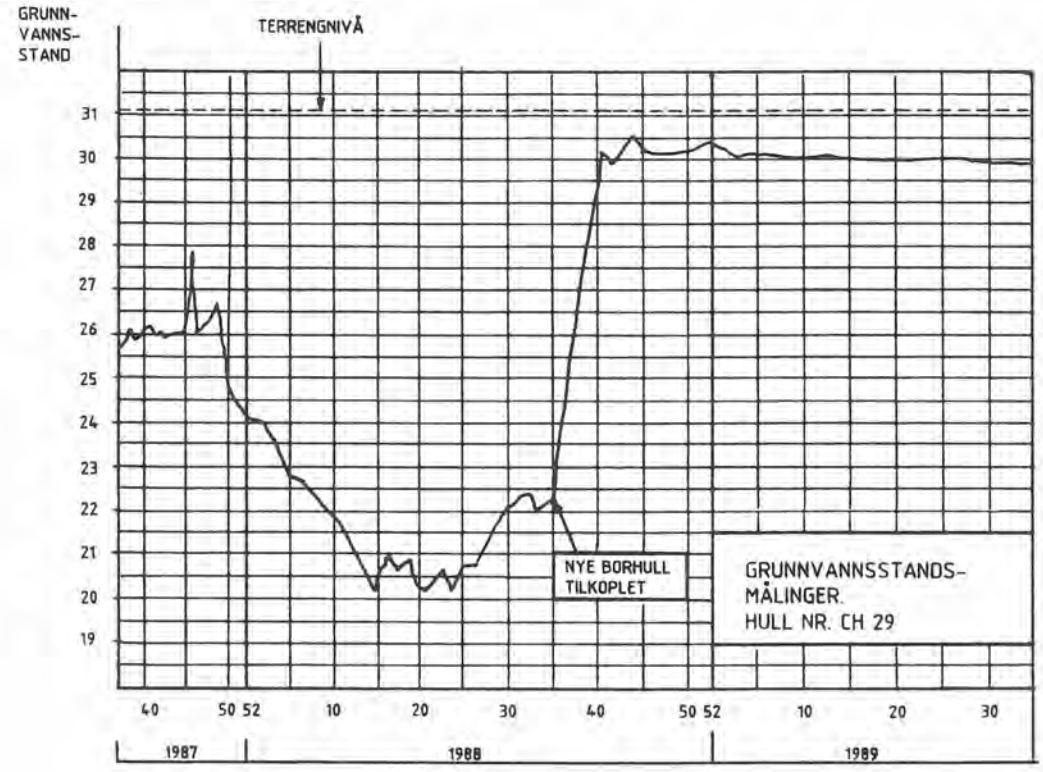


Fig. 12. Eksempel på heving av grunnvannsstand.

Ellers steg vannstanden til like under terrengnivå i de vestre deler av området samt de andre stedene der var foretatt lokale forsterkninger.

Poretrykket i vestre område viste imidlertid ikke bare økning. Snarere tvert imot, har poretrykkene lagt seg på et lavere nivå på det stedet vi trodde vi hadde lekkasje ut i sjøen på kote -10. Nederst i hullene - like over halltaket - er imidlertid poretrykket nokså uforandret. Dette kan tolkes dithen at den dynamiske komponenten av grunnvanns-trykket har økt som følge av større lekkasje p.g.a. mer vanntilførsel. Imidlertid har lekkasjen inn mot fjellhallene ikke økt p.g.a. at injiseringsarbeidene innenifra har gjort fjellet tilstrekkelig tett like rundt hallene.

ANDRE UTVIDELSESTRINN

På sjakttoppområdet som ligger på kote +10, viste peilehullene noen steder vannstand på ca. kote +5. Fordi det ble trykket på vann fra adkomsttunnelen og gjennom borhull fra denne med et trykk tilsvarende kote +15, mente man grunnvannstrykket lenger ned i fjellet var høyere enn peilehullene viste.

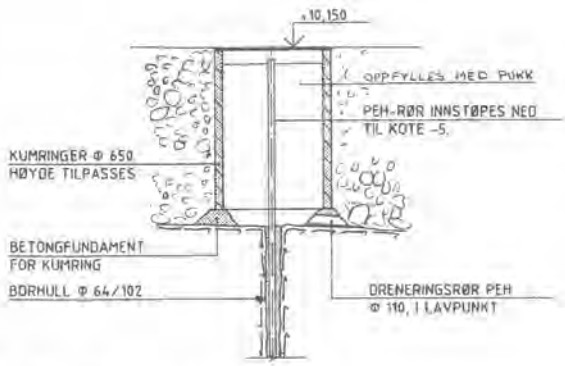


Fig. 13. Utforing av peilehull.

Man trodde derfor at vannet rant ut gjennom oppsprekning i øvre del av peilehullene. Den øverste delen av peile-hullene til kote -5 ble da foret ut med innstøpte PEH-slanger. Man mente etter dette å kunne lese av det virkelige grunn-vannstrykket nede i fjellet.

Resultatet ble overraskende. For en del hull steg riktignok vannstanden til like under kote 10, d.v.s. høyere enn det undersprengte fjellnivået omkring. For andre hull begynte imidlertid vannstanden å synke. Dette skyldtes antakelig at tidligere hadde overflatevann rent ned i hullene.

Når denne tilførselen stoppet, fikk vi avlest det virkelige grunnvanns- nivået, men det var altså lavere.

Utviklingen for hvert av disse problemhullene ble nå nøye sammenholdt med den detaljerte ingeniørgeologiske kartleggingen som var utført under drivingen. Man fant da at felles for problemområdene var skråttliggende langsgående sprekkesoner i taket. Tolkningen ble at man hadde å gjøre med lantidssetninger (det var nå ca. ett år siden sprengningsarbeidene var ferdige), og at disse hadde åpnet opp drenerende sprekker. Det rant da mer vann inn i hallene på disse områdene, enn infiltrasjonshullene klarte å forsyne fjellet med. Det gikk dessuten steilstående leirslepper som barrierer mellom infiltrasjonshullene og de drenerende sprekkene.

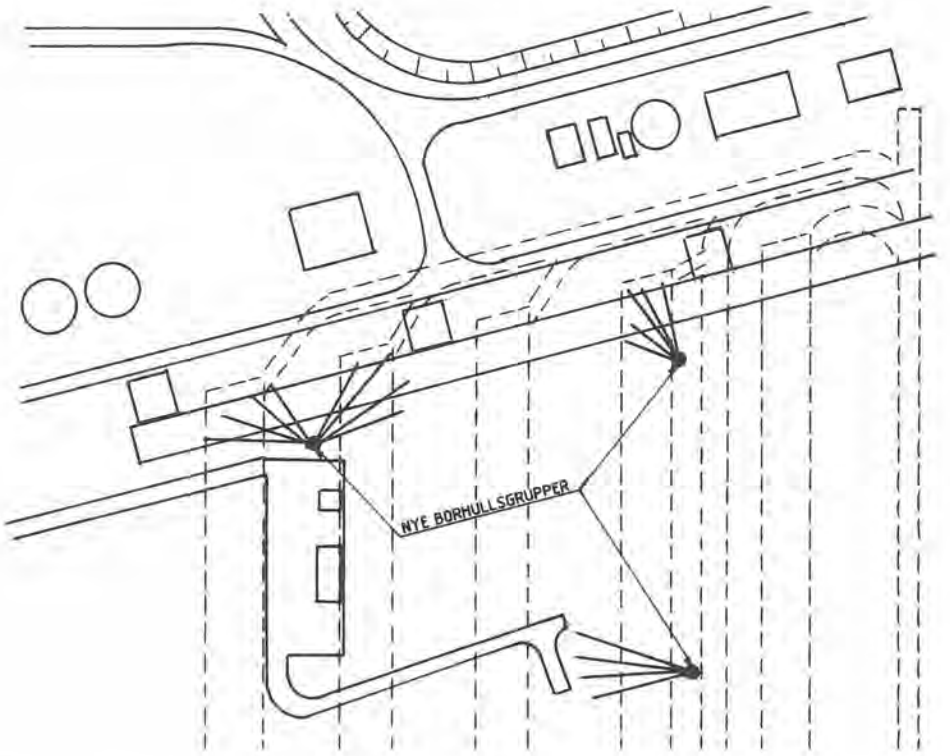


Fig. 14. Andre utvidelse. Oversikt.

Nå var hallene fulle av olje og gass, og det var da ikke mulig å tette lekkasjene innenifra. Det ble derfor besluttet å bore flere infiltrasjonshull for å få mer vann inn i fjellet på de aktuelle områdene. Derved kunne det kompenseres for den økte innlekkasje til hallene.

Det var ikke mulig å komme til med boring fra selve sjakttopp-området p.g.a. mekaniske installasjoner, rørgater, kabelgater, bygninger m.v.
Det måtte derfor bores fra det høyereliggende terrenget bakenfor. I enda større grad enn ved forrige utvidelse forsøkte man nå å lokalisere antatte vanndrenerende soner, og treffe disse med borhullene. Det ble boret med 4 $^{1}/2$" senkbor- utrustning for å redusere boravviket. Det ble lagt på kraftig vannspyling i hullet for å opprettholde poretrykket under boring.

Den 29. august i år traff vi imidlertid på gass, ca. 12 m over taket på en av hallene. Hydrocarbongassen blåste kraftig opp av hullet, selv om det innvendige trykket i hallen var så lavt som 0,36 bar overtrykk. Trykket ble senket til et minimum ved å fakle av gass.

Deretter ble den nedre delen av hullet støpt igjen ved å pumpe nedi sement og mauring. Hendelsen ga for så vidt støtte til torien om vanndrenerende setningssprekker over taket. Gassen kom akkurat idet vi boret inn i en slik sprekkesone. Allikevel var det overraskende at gassen sto så høyt over taket.

Det ble nå planlagt et program for injisering av de gassførende sleppende over taket på dette stedet. I skrivende stund er dette ennå ikke satt igang. Målet er å tvinge gassen tilbake til hallen, og istedet kunne vannmette fjellet over.

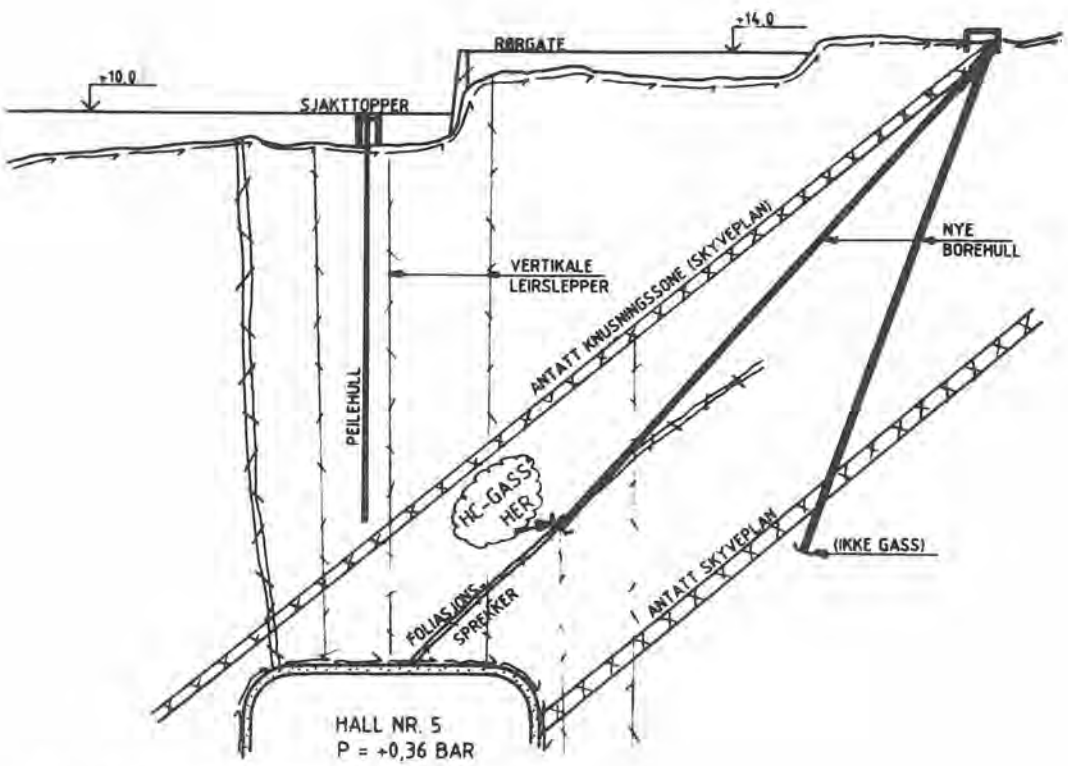


Fig. 15. Påboring av gassførende sleppe.

Hvordan dette går og hva som blir resultatet vil det antakelig kunne fortelles mer om på Bergmekanikkdagen.

ANDRE DRIFTSERFARINGER

Basert på erfaringene under anleggstiden, ble det utarbeidet en driftsmanual før det ble fylt olje i lagerhallene. Manualen angir maksimale trykk på de to trykknivåene. Dette er 0,5 bar over det normale driftstrykket. Sikkerhetsventiler sørger for at trykkene aldri blir høyere enn dette. Hittil har trykket holdt seg jevnt på innstilt nivå, d.v.s. normalt driftstrykk.

P.g.a. grunnvannssenkningene på sjakttoppområdet, ble imidlertid trykket satt opp til 0,5 bar på nedre nivå nå i sommer for å forsøke å presse mer vann inn i fjellet. For noen hull er det her senere observert en stigning, for andre ikke.

Driftsmanualen angir også normalt vannforbruk. I anleggstiden varierte forbruket svært meget p.g.a. driving og injisering av fjellhallene, lekkasjer i ledningsnettet, frossen vannledning, vannuttak til andre formål m.v. I driftsfasen har forbruket stabilisert seg vesentlig, men varierer fortsatt en del. Nivået er jevnt over noe lavere enn Driftsmanualen angir.

Typisk forbruk idag er ca :

Vannfylt adkomsttunnel	: 1,9 m^3/t
Nedre nivå (sjakttopper)	: 0,5 m^3/t
Øvre nivå	: 2,0 m^3/t
Tilsammen	: 4,4 m^3/t

Trykk og vannforbruk kan avleses kontinuerlig i Terminalens kontrollrom.

Vannstand i tilsammen 51 kontrollhull må imidlertid peiles manuelt. Avhengig av nivå og utvikling blir noen hull peilet månedlig, noen ukentlig og atter noen daglig. Det er satt et alarmnivå på kote +15 på øvre område, og kote +7 på nedre område. Passeres disse, skal det gåes over til hyppigere målinger. Absolutt nederste tillatte nivå er satt til kote +10 for øvre område og kote + 15 på nedre område. På nedre område har denne grensen vært passert, og det var dette som utløste annet utvidelsestrinn som beskrevet foran.

Man har i byggefasen observert at stans i vanntilførselen gir senkning av grunnvannsstanden - spesielt i tørre perioder. Man vil derfor i driftsperioden ikke akseptere stans i tilførselen for øvre og nedre område i mer enn 48 timer sammenhengende og maks 120 timer pr. måned. Stopp i vanntilførsel til den vannfylte adkomsttunnelen vil ikke aksepteres mer enn 6 timer sammenhengende (24 timer pr. måned).

Tunnelen er trykksatt via en stålutforet sjakt Ø800mm. Senkning av nivået i sjakten fører til tilsvarende trykksenkning i tunnelen og borhullene ut fra denne. Med dagens forbruk vil vannet i sjakten ha sunket 24m på 6 timer. Det er da bare 10m igjen til taket i tunnelen. Derfor så kort tillatt stopptid.

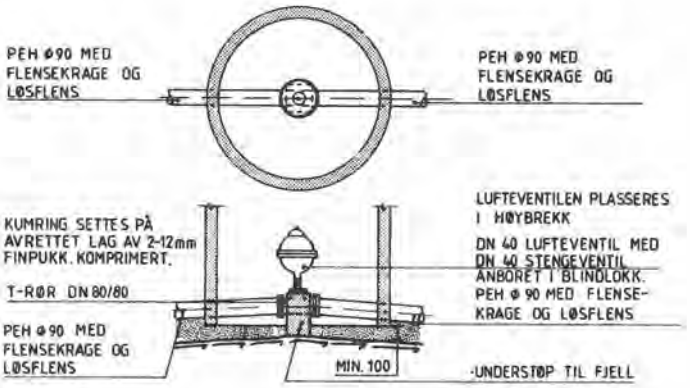


Fig. 16. Lufteventil.

Ute i terrenget er det også vannmålere som angir forbruk på mindre del-områder. Disse avleses ukentlig. Alle peilehull, vannmålere og annen armatur er plassert i kummer. I alle høybrekk er det lufteventiler for utlufting av evt. luft i ledningene.

Også eventuell gasslekkasje gjennom borhullene vil komme ut her. Dette har hittil ikke vært registrert.

Ved noen andre fjellagere av denne type, har man observert at når innvendig gasstrykk stiger, vil også grunnvannsstanden stige. Tilsvarende tendens kan observeres i enkelte hull på Sture, men i det store og hele er dette klart overskygget av variasjoner i nedbørsmengdene.

KONKLUSJONER, ANBEFALINGER

Erfaringer fra drift og anlegg viser at det på Sture har vært nødvendig med et kunstig infiltrert grunnvann under trykk for å holde grunnvannsstanden oppe.

Injisering i infiltrasjonshullene var uheldig, og burde vært unngått. Istedet burde all lekkasje tettes innenifra, kanhende ville systematisk forinjisering av hengen vært riktig, selv om dette er relativt kostbart.

Boring fra egne trykksatte tunneler istedet for fra grøft ville gitt en sikrere barriere mot gasslekkasjer nedenifra. Imidlertid er dette dyrt og lite fleksibelt for evt. utvidelser. For et fremtidig anlegg bør disse to metodene veies meget nøye opp mot hverandre.

Fortsatt tror imidlertid undertegnede at et system basert på boring fra grøft - som er en langt rimeligere løsning - vil gi tilstrekkelig sikring mot gasslekkasjer.

Beslutningen om å plassere hallene med taket på kote -25, med den begrunnelse at grunnvannet ville stå helt oppe i dagoverflaten, kan man idag stille spørsmålstegn ved. Et par meter lavere med taket, og et par meter høyere med sjakttoppene ville nok blitt resultatet av en ny vurdering idag.

Likeledes ville det blitt satt meget strenge restriksjoner på undersprengning rundt sjakttoppområdene.

Når man først er igang å bore, bør man bore tilstrekkelig mange hull. Det er ikke netto borepris som drar mest på kostnadssiden. Dersom den geologiske detaljkartleggingen er god nok, bør denne benyttes aktivt ved planlegging av boreprogrammet. Ren systematisk boring gir antakelig mange unyttige hull.

ERFARINGER FRA VANNGARDINDESIGN

Water-Curtain Design Experience

Ph.D. D.C. Goodall
SINTEF Bergteknikk

Stipendiat Halvor Kjørholt
SINTEF Bergteknikk

SAMMENDRAG

Utformingen av eksisterende vanngardiner varierer betraktelig avhengig av lagerets utforming og størrelse, tidspunkt for installasjon og de hydrogeologiske og topografiske forhold på stedet. For de syv vanngardinene som gjennomgås her, varierer borhullstettheten fra 6 til 157 m borhull pr 1000 m^3 lagervolum. Typisk innbyrdes avstand mellom borhullene varierer fra 4 til over 20 m, mens typisk minimumsavstand mellom gardinhull og kammer varierer fra 7 til bort imot 40 m. I de fleste tilfeller fungerer vanngardinen kun som et hjelpemiddel til å holde oppe det naturlige grunnvannstrykket. Ved Torpa derimot er filosofien en annen og langt mer dristig.

Stadig avtagende vannforbruk i vanngardin og vanninnstrømning er registrert over en periode på flere år ved to LPG-lager. Verken ved disse eller noen av de øvrige hydrokarbonlagrene er det registrert lekkasjer. Erfaringer fra Kvilldal understreker betydningen av design og valg av vanngardinpotensial for å oppnå tetthet. De foreløpige resultatene fra Torpa indikerer at kammeret er tett ved et vanngardinpotensial på 50 mVs over kammerpotensialet.

SUMMARY

Existing water curtain designs vary significantly due to differences in cavern layout, time of installation, size of caverns and hydrogeologic setting. For the 7 examples examined herein, the water curtain borehole density varies from 6 to 157 m borehole per 1000 m^3 of storage. Typical spacing between the boreholes varies from 4 to >20 m whilst the typical minimum distance between the cavern and the water curtain boreholes varies from 7 to about 40 m. In most cases the water curtain serves only as a backup for the containment provided by natural groundwater. At the Torpa site, however, a significant deviation from this philosophy was adopted.

Significant decreases in water consumption in the water curtain and water inflow to the cavern have been measured over periods of several years. No evidence is documented of any gas leakage at such sites or at any of the other selected hydrocarbon storages although such an evaluation is difficult. The performance of the Kvilldal air cushion highlights the importance of proper design and selection of operating water curtain potential in providing

complete containment. Preliminary results from the Torpa site indicate only minor leakage with the water curtain operating at less than full potential.

1. INNLEDNING

Vanngardindesign har til nå snarere vært et håndverk enn en vitenskap selv om vanngardiner har vært i bruk i adskillige år i forbindelse med lagring av luft og hydrokarbon i utsprengte bergrom. Faktorer som geologi, angrepsmulighet for boring, tidspunkt for gardininstallasjon, kammerform og bruksområde vil ofte være bestemmende for vanngardinens geometri. I løpet av det neste tiåret vil minst et høytrykkslager for naturgass bli bygget som et uforet bergromslager med vanngardin. Et slikt lager vil kreve høy sikkerhet mot gasslekkasjer.Grunnleggende forståelse av foreliggende erfaringer vil her utgjøre en viktig basis for design. Denne artikkelen forsøker å bidra til denne tolkningsprosessen ved å dokumentere erfaringer fra utvalgte vanngardiner for olje-, LPG- og luftlagere i bergrom.

2. GJENNOMGANG AV UTVALGTE ANLEGG

I tabell 1 er de anlegg som inngår i denne gjennomgangen listet opp i den rekkefølge de er idriftsatt. Rafnes og ØEF ble satt i drift i 1977, Kvilldal i 1981, Sture og Mongstad i 1988-89. Torpa settes i drift i skrivende stund. Anleggene i Tabell 1 er valgt med bakgrunn i at vi for disse har tilgang til en fyldig dokumentasjon, delvis fra arkiv og delvis fra egne registreringer. Lagerprodukt, enten det er olje, LPG eller luft er angitt i tabell 1. Oljelagerne har i bunnen ei vannseng med konstant nivå, på denne ligger en varierende mengde olje avhengig av lagerets fyllingsgrad i øyeblikket. Over olja finner vi en gassfase med gasstrykk som kan variere mellom 0,5 og 2,5 bar (abs). LPG lagrene har samme oppbygning med vannseng i bunnen så en flytende fase og på toppen en gassfase. Trykket i LPG lagrene ligger mellom 2 og 8 bar (abs) altså noe høyere enn for oljelagrene. Luftputekamrene som inngår i tabell 1 opererer med et trykk mellom 37 og 43 bar (abs).

Geometri

Tabell 1 inkluderer data både for kamrene og de overliggende vanngardiner. Oljelagrene på Sture og Mongstad er klart størst, og består av henholdsvis fem og seks parallelle haller. ØEF og Mongstad LPG-lager består begge av tre parallelle haller. Rafnes LPG-lager er utformet som et enkelt kammer, mens både Kvilldal og Torpa luftputekammere er ringformet. Kammer og vanngardinutforming for alle de omtalte anlegg er vedlagt i appendiks.

Tredje kolonne i tabell 1, "Statisk vanntrykk", er et estimat basert på kammerets plassering i forhold til overliggende grunnvannsspeil. Variasjonsområdet angitt for enkelte lager gjennspeiler variasjon i overdekningen over lageret. For

TABELL 1 Vanngardingeometri.

Anlegg	Kammer-volum (m^3)	Statisk vanntrykk (m)	Antall borhull	Samlet lengde vanngardin hull (m)	Spesifikk hull-lengde m/1000 m^3	Avstand** mellom vanngardin hull (m) min. typisk. max.	Avstand** mellom lager og gardin (m) min. typisk. max.
Rafnes (LPG)	100.000	115	34	2100	21	1, 8, 15	6, 22, 26
ÖEF (LPG)	120.000	131	94	4180	35	3, 4, 5	14, 14, 14
Kvilldal (luft)	100.000	484*	47	2550	26	1, 10, 25	2, 10, 25
Sture (olje)	700.000	27-60	230	20.000	29	11, 11, 11	15, >15, >15
Mongstad (olje)	1.300.000	55-80	140	7800	6	18, >20, 70	15, >15, >15
Mongstad (butan)	10.000	73-78	39	3100	103	8, 8, 16	20, 38, 54
(propan)	20.000						
Torpa (luft)	12.000	225	36	1880	157	1, 5, 10	7, 7, 7

* Korrigert for skrått terreng.

** Tolkede verdier. Se figur i Appendiks for faktisk geometri.

Kvilldals vedkommende er verdien justert for dalsideinnvirkning ved å anta grunnvannsstrøm parallelt helningsvinkelen. Som en generell trend merker vi oss at oljelagrene har minst overdekning, deretter følger LPG-lagrene, mens luftputekammerne har størst overdekning; denne trenden henger naturligvis sammen med at lagertrykket øker på tilsvarende vis. Det er imidlertid verd å legge merke til at selv om kammertrykket ved Torpa og Kvilldal er nær identisk, er det statiske grunnvannstrykket ved Torpa mindre enn halvparten av estimatet for Kvilldal. Ved Torpa er trykket i kammeret, regnet i meter vannsøyle (mVs) omlag det dobbelte av avstanden opp til grunnvannsspeilet (terrengnivå). Det er også grunn til å merke seg at LPG- og oljelagere generelt er plassert på et dyp der statisk vanntrykk i kammerheng-nivå overskrider maksimalt kammertrykk med minst 2 bar; dette i henhold til forvaltningspraksis i Direktoratet for brann og eksplosjonsvern.

Alle anlegg listet i tabell 1 har sin egenartede vanngardindesign. Tabellen bør sammenholdes med figurene i appendiks. Med unntak av Kvilldal er vanngardinborhullene i appendiks tegnet i henhold til design. For Kvilldals vedkommende er virkelig hullbane basert på avviksmåling angitt. Avviksmålingene fra Kvilldal forteller at avviket kan bli betraktelig dersom man benytter slagboring uten spesielle tiltak for å oppnå rette hull (maksimalavviket ved Kvilldal er målt til 38,5 m over en borhullslengde på 68 m). På den andre side viser målinger fra Torpa, hvor det ble lagt stor vekt på å bore rette hull, at avviket maksimalt ble 13 m over en lengde på 70 m (middelverdi for samtlige 36 hull ble 4,5 m). Slagboring med diameter fra 50 til 100 mm er benyttet ved samtlige vanngardiner i tabell 1.

Maksimum tilrådelig lengde av vanngardinhull vil ofte være begrenset av faren for store avvik og av det tilgjengelige borutstyr. Typiske maksimumslengder på 70 m har vært benyttet, men lengder opp til 105 m har forekommet. For å begrense hullengden kan man sprenge små stoller parallelt med kammeret/-kammrene og bore fra disse, slik det er gjort ved ØEF. Alternativt kan det gjøres som ved Rafnes og Mongstad LPG kammre der vanngardinen er boret fra større eller mindre nisjer i adkomsttunnelen. Ved alle disse tre lagre ble vanngardinen trykksatt allerede i byggeperioden, hvilket tilsa at vann måtte tilføres de enkelte hull gjennom innstøpte rør. Ved Torpa derimot ble det akseptert at vanngardin og kammer ble trykksatt samtidig, derved kunne man trykksette alle hull under ett ved å trykksette hele vanngardingalleriet (se figur A7 i appendiks).

Vanngardindesignet ved oljelagrene og ved Kvilldal luftputekammer er et resultat av spesielle forhold. På grunn av liten overdekning over oljelagrene er vanngardinene der boret fra overflaten. Potensielle problemer med en slik utførelse er stor løsmasseoverdekning og fare for frysing av vanntilførselssystemet. Kvilldal vanngardin er unik på den måten at den er boret fra innsiden av lageret. Årsaken til dette er at den ble installert som et lekkasjereduserende tiltak et år etter kammeret første gang ble satt i drift; medvirkende var også kravet til hurtig installasjon.

Den spesifikke hull-lengde definert som meter vanngardinborhull pr 1000 m³ lagervolum, er først og fremst avhengig av lagerstørrelse, men også av hvorvidt lageret består av en eller flere haller. Andre geometriforhold vil også spille inn; den høye spesifikke hulltetthet ved Mongstad LPG-lager kan forklares av at vanngardingalleriet for det første ligger høyt (ca 40 m) over kammeret og at vanngardin er installert både på sidene av og mellom hallene (dette siste for å tillate ulike produkt i de ulike lagerhallene). Vanngardinen ved Torpa har i motsetning til for eksempel Mongstad olje-lager et svært tett bormønster. Denne forskjellen beror på at tetthet ved Torpa i langt større grad avhenger direkte av vanngardinen enn av det naturlige grunnvannsnivå.

Hydrauliske forhold

Tabell 2 oppsummerer de hydrauliske parametere for det enkelte anlegg. Parameteren "N" er det estimerte grunnvannsnivå over lageret; "K" refererer seg til potensialet ved kammerhengen i lageret, mens "G" er vanngardinpotensialet.

Differansen mellom naturlig grunnvannspotensial og kammerpotensial (N-K), og mellom vanngardinpotensial og kammerpotensial (G-K) er tabulert i tabell 2. Disse differansene indikerer at det statiske grunnvannspotensial er høyere enn kammerpotensialet (positiv N-K) ved alle anlegg utenom Torpa hvor det motsatte er tilfelle. Dette understreker det store lekkasjepotensial ved Torpa dersom vanngardinen ikke er fullgod. Imidlertid, en positiv verdi på (N-K) er ikke nødvendigvis garanti for et tett lager. Det er for eksempel kjent at Kvilldal luftputekammer lekker uten vanngardin i drift.

Verdien (G-K) i tabell 2 er valgt av vedkommende som har designet vanngardinen, og må sees i sammenheng borhullsavstand og naturlig vanngardintrykk i området omkring kammeret. Det er klart at for et og samme sikkerhetsnivå mot lekkasjer vil en gardin med stor hullavstand og høyt overtrykk kunne tilsvare en med mindre hullavstand og lavere overtrykk. Tilsvarende vil et vanngardinkonsept som fungerer tilfredstillende i en situasjon med høyt naturlig grunnvannstrykk kunne trenge tettere hullmønster og/eller økt overtrykk for å fungere tilsvarende med lavt grunnvannstrykk. Disse forhold som her er beskrevet forutsetter at maksimalt vanngardintrykk ikke begrenses av hydraulisk jekking.

Omtrentlige verdier for vannforbruk i vanngardin og vanninnstrømning til kammeret er også gitt i tabell 2. Som vi snart skal se, er det grunn til å tro at disse verdiene avtar med tiden samtidig som de varierer med potensialet i vanngardin og naturlig grunnvann. Ikke desto mindre vil verdiene i tabell 2 kunne være et bra utgangspunkt for sammenligning med vanntapsmålinger utført ved de respektive anlegg. En slik sammenligning er gjort i tabell 3. En mer raffinert sammenligning ville vært mulig dersom sammenhengen mellom vanntap i enkelthull og grupper av nær

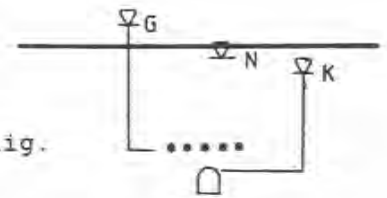
TABELL 2 Hydrotekniske parameter på vanngardinene.

Anlegg	N (m)	(N-K) (m)	(G-K) (m)	Vanngardin-strøm, ($m^3/s \times 10^{-4}$)	Vannstrøm til kammeret $m^3/s \times 10^{-4}$
Rafnes (LPG)	25	44-74	90-121	50	35
ÖEF (LPG)	256	97-99	83-85	2	2
Kvilldal (luft)	695*	76-117	≈ 100	10	-***
Sture (olje)	2-35	12-65	25-70	5-11**	8**
Mongstad (olje)	20-45	40-85	110-130	76**	-
Mongstad (butan) (propan)	15-20	63-68 29-34	138 104	28**	-
Torpa (luft)	525	-(152-213)	30-70	10**	-***

* Korrigert for skrått terreng.

** Målt innen bygningsfase.

*** Måling av vanninnstrømming til luftputekammerene er veldig vanskelig.



N = naturlig grunnvannsnivå
G = vanngardinpotensial
K = vannpotensial ved kammerheng

TABELL 3 Sammenligning mellom vannforbruk i vanngardin og vanntapsmålinger i byggefasen.

Anlegg	Dybde (m)	Bergart	Lugeon verdier fra vanntapsmålinger* l/min/m/10 bar	Normalisert vanngardin-forbruk l/min/m/10 bar
Rafnes (LPG)	50-100	granitt	0,8	0,2
ÖEF (LPG)	50-130	granitt	0,2	0,004
Kvilldal (luft)	515	migmatisk gneiss	0,03	0,03
Sture (olje)	50	granittisk gneiss	0,02	0,004***
Mongstad (olje)	50	meta-anortositt	0,2	0,06***
Mongstad (LPG)	90	meta-anortositt	0,008	0,05***
Torpa (luft)	225	leirskifer	0,2	0,06***

* Anslått fra Lugeon tester og andre tilgjengelig data.

** Vannforbruk i vanngardin dividert på total lengde av vanngardinhull og vanngardintrykk i forhold til kammer (G-K).

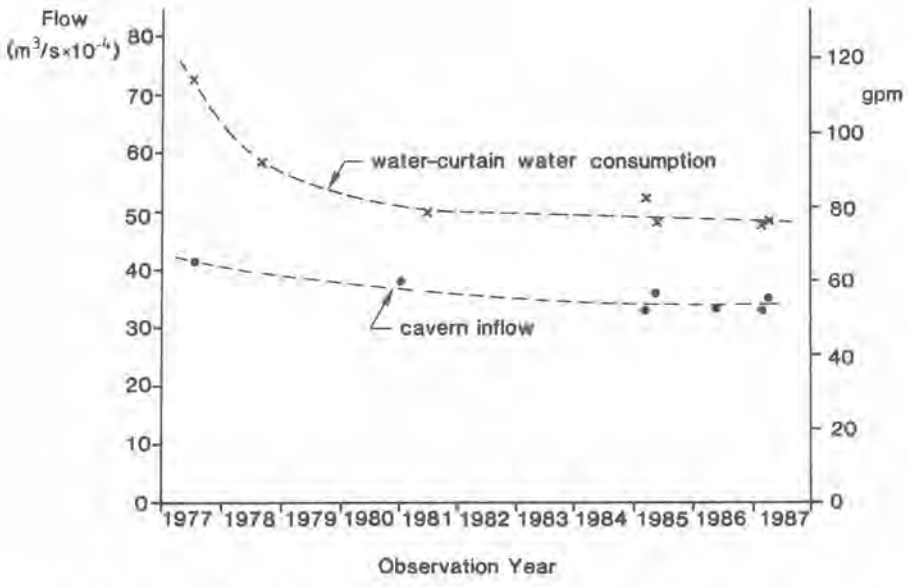
*** Foreløpige data, målt i anleggsperioden eller tidlig driftsfase.

parallelle hull var kjent og tatt i betraktning. Sammenligningen i tabell 3 har ikke med virkningen av injeksjon omkring kammeret.

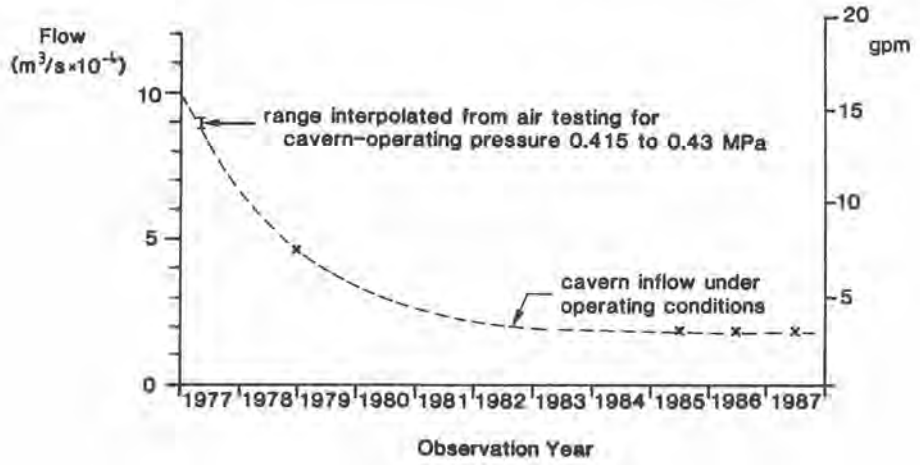
Selv om det kan reises mange innvendinger mot tolkninger og datakvalitet i tabell 3 er der indikasjoner på at Lugeon-verdier basert på målinger i enkelthull gir en øvre grense for beregning av vannforbruk i vanngardinen.

Grunnlaget for å hevde at vannstrømmen til gardin og kammer er tidsavhengig kommer fra anleggene Rafnes og ØEF. Tidseffekter ved de andre anleggene har ikke i samme grad blitt undersøkt enten fordi data ikke eksisterer eller fordi driftsperioden er for kort. Figur 1 viser data fra Rafnes; figur 2 viser innstrømningen til ØEF kammeret. Ved Rafnes har vannforbruket i vanngardinen stadig sunket, mesteparten var imidlertid unnagjort i løpet av de fire første år. En stadig reduksjon i innstrømning til kammeret er også registrert, dette på tross av at kammertrykket i perioden er redusert med 16 prosent. Reduksjonen i innstrømning til kammeret ved ØEF er enda tydeligere enn ved Rafnes. Tolkning av data for vanngardinforbruk ved ØEF er vanskeliggjort ved at trykket er redusert med tiden. Dersom trykkreduksjonen tas hensyn til synes det som og vannforbruket allikevel er redusert med omlag 20 prosent fra vinteren 1978-79 til 1987.

Årsaken til at vannforbruk og vanninnstrømning til kammer har avtatt med tiden er uklar. Trenden fra Rafnes og ØEF bør sammenholdes med observasjoner ved nylig idriftsatte anlegg. Spesielt er det viktig å få klarlagt om årsaken kan være gjenntetting av vanngardinhull på grunn av bakteriell vekst (se Barbo og Danielsen, 1980), eller noen form for mauring.



Figur 1 Vannforbruk i vanngardin og innstrømming til kammeret ved Rafnes.



Figur 2 Innstrømming til kammeret ved ØEF.

På tross av den observerte utvikling i vannforbruk og innstrømning til lageret er det ikke registrert noen svekkelse i selve vanngardinfunksjonen.

LUFT- OG GASSTETTHET

Beklageligvis er det ikke mulig å måle gasstap fra olje og LPG-lager direkte på grunn av hyppig varierende lagerinnhold, faseovergang i lageret, lekkasjer i tilførsels- og tapperør og utpumping av innlekkasjevann. Deteksjon på overflaten vil muligens overse lokale eller diffuse lekkasjer, men selv om de gjør det kan man vanskelig være sikker på at gassen ikke stammer fra andre kilder (spesielt med beliggenhet på et raffineriområde). På grunn av disse vansker er studiet av tetthet fokusert på luftputekamrene hvor det over tid er mulig å oppnå svært nøyaktige verdier for lufttapet.

Kvilldal

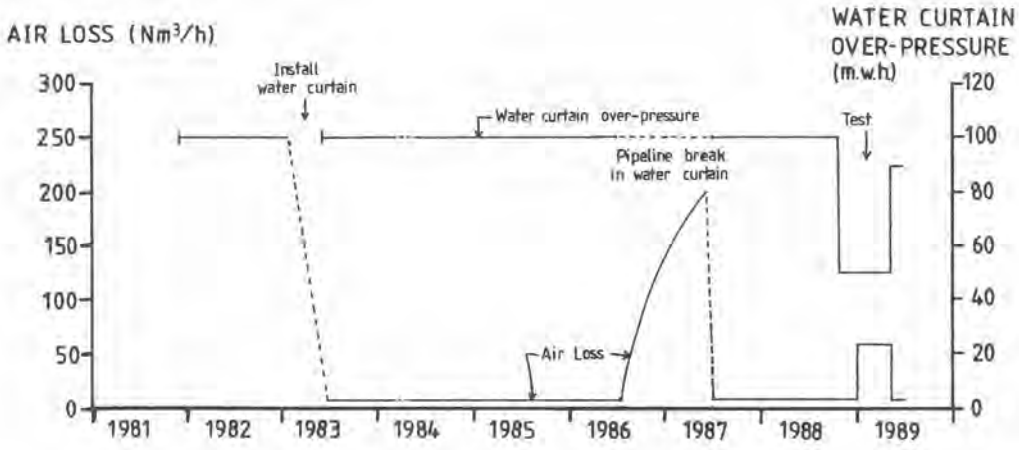
Driftserfaringene fra Kvilldal luftpute har vært spesielt lærerike i vår gjennomgang av vanngardinenes funksjon. En detaljert dokumentasjon av driftshistorien for Kvilldal er gitt i Kjørholt mfl.,1989. Følgende to viktige konklusjoner kan trekkes ut av Kvilldal erfaringene:

1. Vanngardiner kan eliminere gasslekkasjer fullstendig.

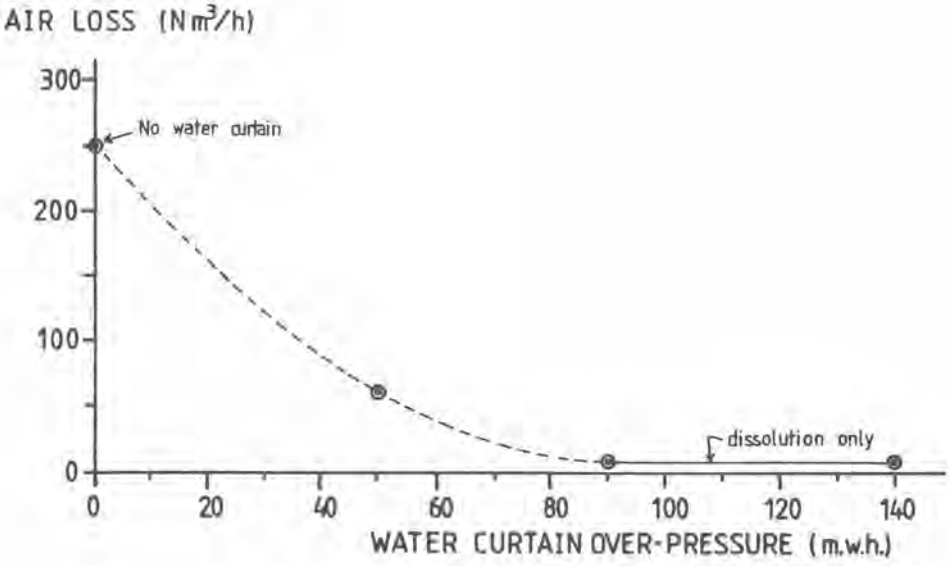
2. Vanngardin kan installeres med suksess selv etter en periode med lekkasje.

Forskningen omkring Kvilldal fortsetter med det mål å ytterligere øke vår forståelse og erfaringsbakgrunn. Metodene er variasjon av vanngardintrykket, registrering av eventuelle endringer i

lufttapet og måle porevannstrykket i bergmassen omkring kammeret ved hjelp av installerte piezometere. En oppsummering av erfaringene med vanngardin og lufttap fram til juni 1989 finnes på figur 3 og 4.



Figur 3 Oversikt over lufttap og vanngardintrykk ved Kvilldal.



Figur 4 Lufttap avhengighet på vanngardinovertrykk ved Kvilldal.

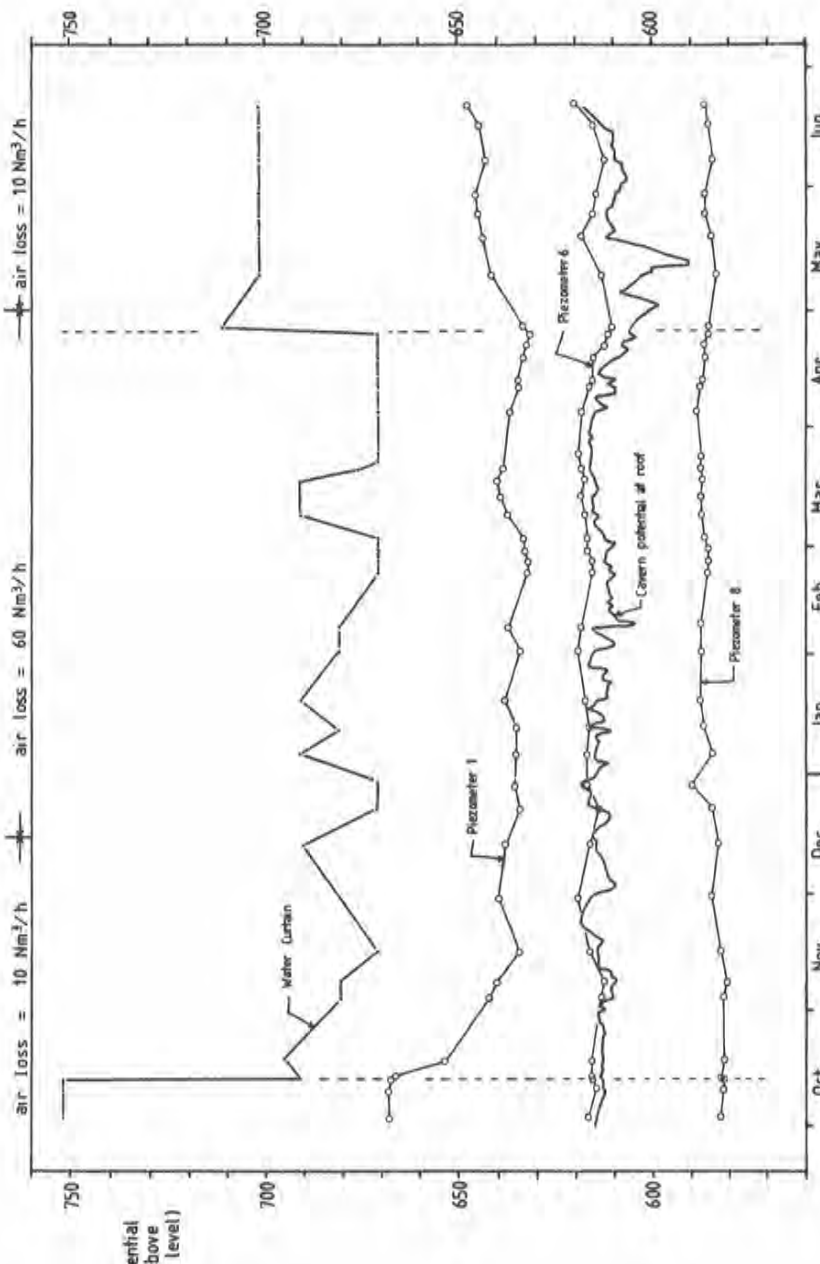
Figur 5 gir et detaljert bilde av resultatene observert i forbindelse med en styrt reduksjon i vanngardinpotensial (overtrykk) fra slutten av 1988 til ut i 1989. Den 13 oktober 1989 ble vanngardinovertrykket redusert til 80 mVs for å studere en eventuell virkning på lufttapet. Ved å følge utviklingen i kammeret kunne det fastslås at fram til 25 desember skjedde det ingen endring. Etter denne dato økte imidlertid tapet raskt til 60 Nm^3/h, tilsynelatende utløst av en fluktuasjon i vanngardinpotensialet. Vanngardinovertrykket var omlag 55 mVs på dette tidspunktet. Tapet holdt seg så i hovedsak konstant på 60 Nm^3/h til 24 april 1989 da overtrykket ble hevet til 105 mVs. Innen 1 mai hadde overtrykket økt til 110 mVs hvoretter luftlekkasjen ble borte (basislufttapet på 10 Nm^3/h forklares som diffusjonstap alene).

På figur 5 er også potensialet for utvalgte piezometere plottet. De enkelte piezometeres lokalisering er vist på Kvilldal-figurene i appendiks. Piezometer 1 representerer responsen til et piezometer som er sterkt influert av vanngardinen, idet det tydelig besvarer en endring i vanngardinpotensialet. Piezometer 6 er typisk for et som er dominert av kammerpotensialet, mens nummer 8 er det eneste som er plassert et stykke unna influensen av vanngardin og kammer. Potensialet registrert i piezometer 8 er lavt i forhold til de øvrige, og indikerer at det naturlige grunnvannstrykk omkring kammeret er tilstrekkelig lavt til at vanngardinen fungerer som en lokal barriere mot luftlekkasje. En eiendommelig økning i piezometer 8 i slutten av desember 1988 kan muligens henge sammen med en lokal luftlekkasje-utvikling.

Vannforbruket i vanngardinen endret seg betraktelig som følge av endringene i vanngardinpotensial. Før reduksjonen var vannforbruket ca 40 l/min; etter reduksjonen ble det målt til ca 10 l/min.

Torpa

Torpa luftpute er for tiden i ferd med å fylles med luft for første gang. Liksom ved Kvilldal ble også her vanngardinen satt i drift etter at anlegget var ferdig, og uten noen form for tiltak mot at berget over og omkring kammeret ble drenert i anleggsperioden. I skrivende stund står kammeret under fullt trykk og med ca 35 prosent luftfylling. Så langt tyder alle observasjoner på at kammeret er tett på tross av at potensialet i vanngardinen kun er 50 mVs over vannsenga i kammeret. Disse innledende erfaringene tyder på at vanngardinkonseptet er å stole på selv når kammerpotensialet langt overskrider det naturlige grunnvannspotensial i området.



Figur 5 Lufttap og piezometeroppførsel under senkning av vanngardintrykk ved Kvilldal.

4. KONKLUSJON

- Et bredt spekter av vanngardindesign er i bruk for å oppbevare gass under trykk i bergrom.

- Vanngardiner har tidligere hovedsaklig blitt benyttet for å opprettholde det naturlige grunnvannstrykk. På Torpa avhenger imidlertid luftputa fullstendig av en effektiv vanngardin.

- Vannforbruk i vanngardin og innlekkasje til lageret tenderer til å avta med tiden. Det anbefales å overvåke eksisterende lager framover for eventuelt å få bekreftet dette og finne årsaken.

- Erfaringer både fra Kvilldal og Torpa indikerer at vanngardinen ikke trenger å installeres og trykksettes før idriftsetting av lageret.

- Virkemåten til vanngardinen ved Kvilldal er godt underbygget, og vil derfor være et grunnlag for framtidig design.

- De foreløpige resultatene fra Torpa tyder på at man kan stole på at vanngardinen gir tetthet selv i situasjoner der kammerpotensialet langt overskrider det naturlige grunnvannspotensialet.

Denne sammenstilling av vanngardinerfaringer er økonomisk støttet av Electric Power Research Institute (EPRI) i Palo Alto, California; Norges Teknisk-Naturvitenskaplige Forskningsråd (NTNF) og samarbeidsprogrammet "Gasslagerutvikling i Norden" (GUN). Sammenstillingen er gjort mulig gjennom samarbeid med og bidrag fra Norsk Hydro A/S, Statkraft, Oppland Energiverk, Statoil og deres konsulenter. Data fra ØEF-lageret i Sverige er hentet direkte fra en rapport utarbeidet av Prof. Ulf Lindblom, Chalmers, for dette prosjektet.

REFERANSER OG LITERATUR

Barbo, T.F. and S.W. Danielsen, 1980. Bacterial impairment of water curtain between oil storage caverns in rock. Proceed ings of the Int. Conf. on Subsurface Space (Rockstore), Stockholm, pp 245-250.

Dahlø, T.S. and D.C. Goodall, 1989. Rafnes LPG Storage. SINTEF report STF36 F89048, 53p.

Honningsvåg, B. AA., 1987. Vanninfiltrasjonssystemer som tetting av olje- og gasslager i fjell på Mongstad og Sture. Hovedoppgave i Ingeniørgeologi, Geologisk Institutt, NTH.

Høsøien, N., 1986. Crude Oil Caverns at Mongstad, Norway. International Symposium on Large Rock Caverns, Helsinki, Finland, pp 109-120.

Johansen, P.M., and O.K. Madsen, 1989. The Rafnes propane storage cavern- 12 years of successful operation. Proceedings of Int. Conf. on Storage of Gases in Rock Caverns, Trondheim. Balkema, pp 303-306.

Kjølberg, R.S., 1989. Air Cushion Surge Chamber at the Torpa power plant. Proceedings of Int. Conf. on Storage of Gases in Rock Caverns, Trondheim. Balkema, pp 355-361.

Kjørholt, H., D.C. Goodall, P.M. Johansen and O. Stokkebø, 1989. Water curtain performance at the Kvilldal air cushion. Proceedings of Int. Conf. on Storage of Gases in Rock Caverns, Trondheim. Balkema, pp 87-94.

Lindblom, U.E., 1989. The performance of a water curtain during 10 years of operation. Proceedings of Int. Conf. on Storage of Gases in Rock Caverns, Trondheim. Balkema, pp 347-354.

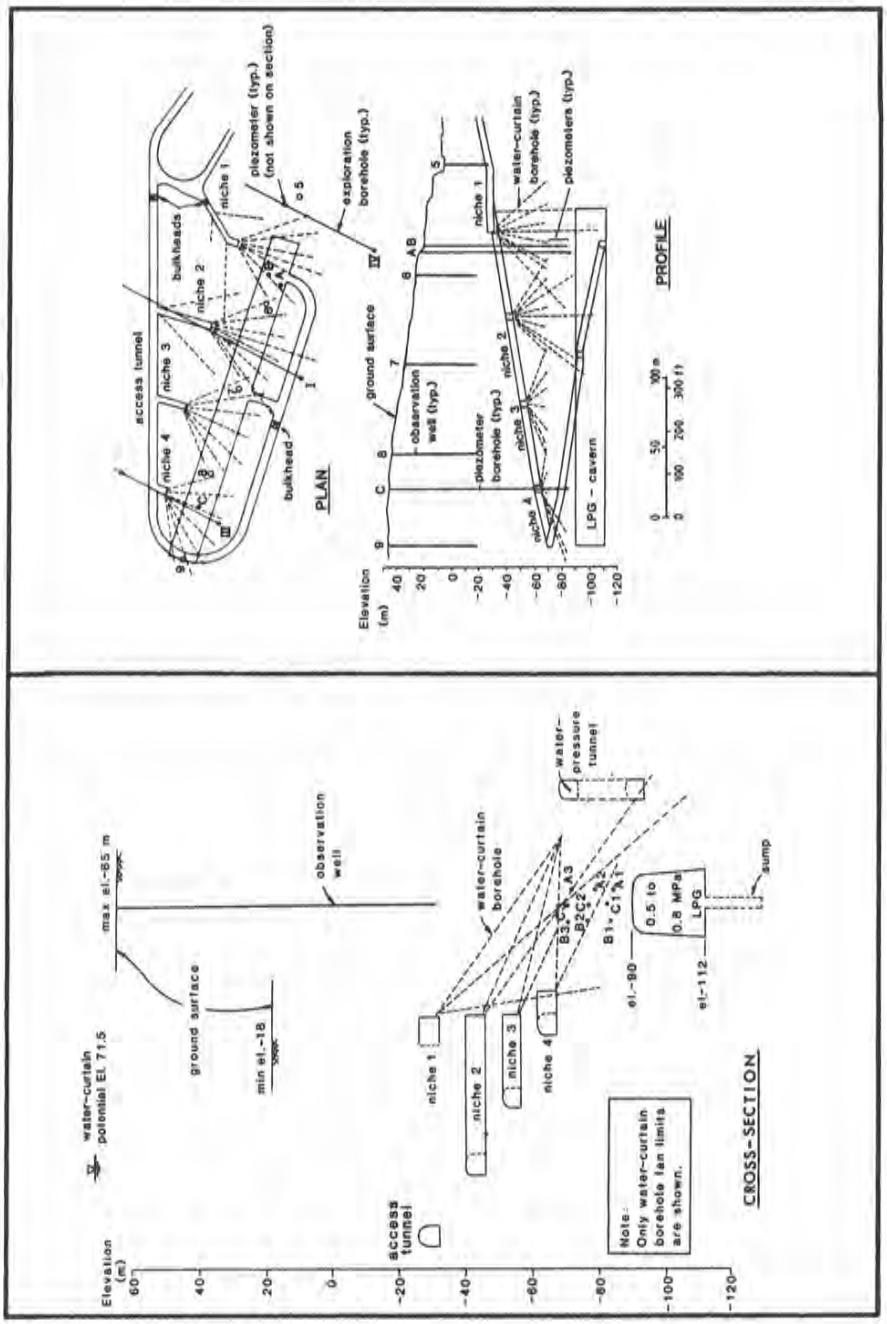
Midtlien, N., 1986. Valg av løsning for råoljelager i fjell ved Sture. Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk 1986, Tapir, Trondheim, s. 6.1-6.4.

Midtlien, N., 1988. Erfaringer fra Sture. Artikel 5.2 på NIF kurs 84407- Lagring av olje og gass i fjell, 31. mai-2 juni 1988, Bergen.

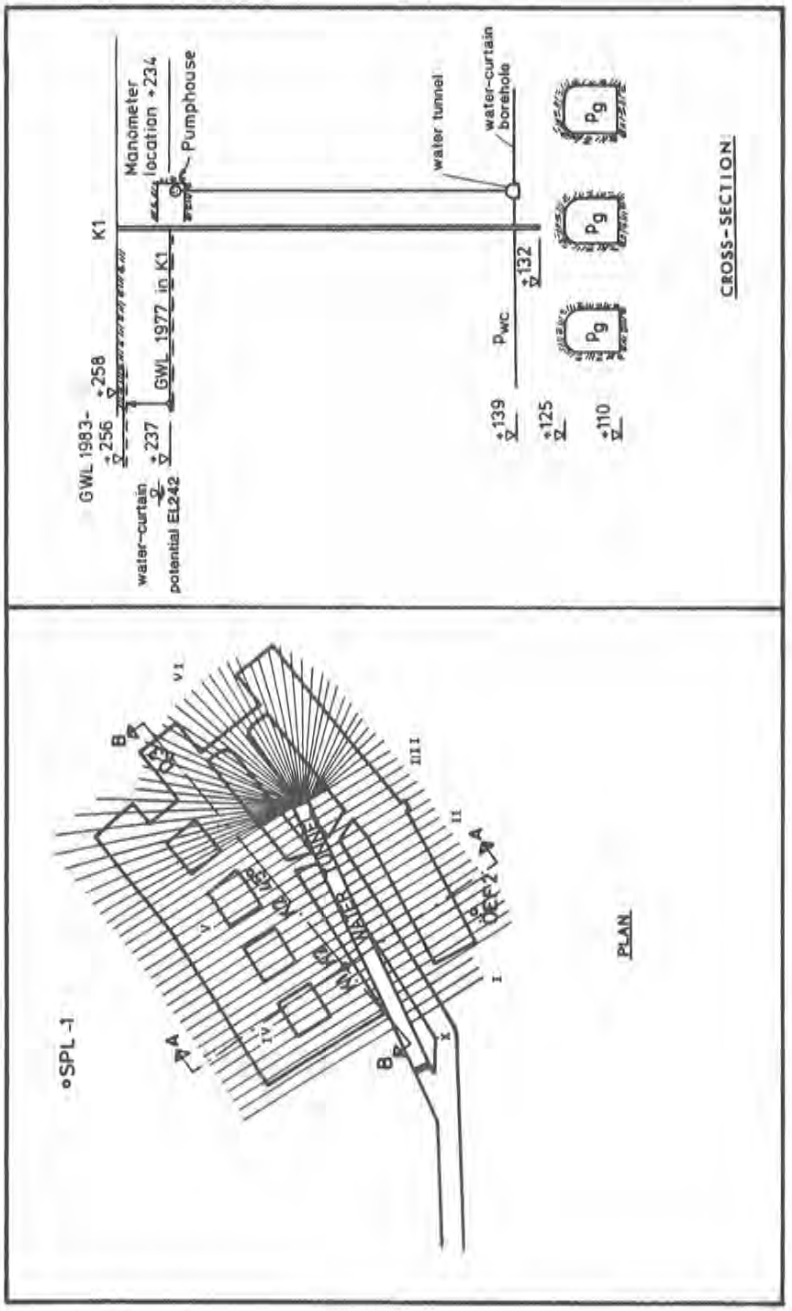
Nermoen, B. and O.T. Blindheim, 1989. Groundwater maintenance and leakage control during construction of unlined caverns for pressurized gas storage, Mongstad. Proceedings of Int.Conf. on Storage of Gases in Rock Caverns, Trondheim. Balkema, pp 317-322.

APPENDIKS

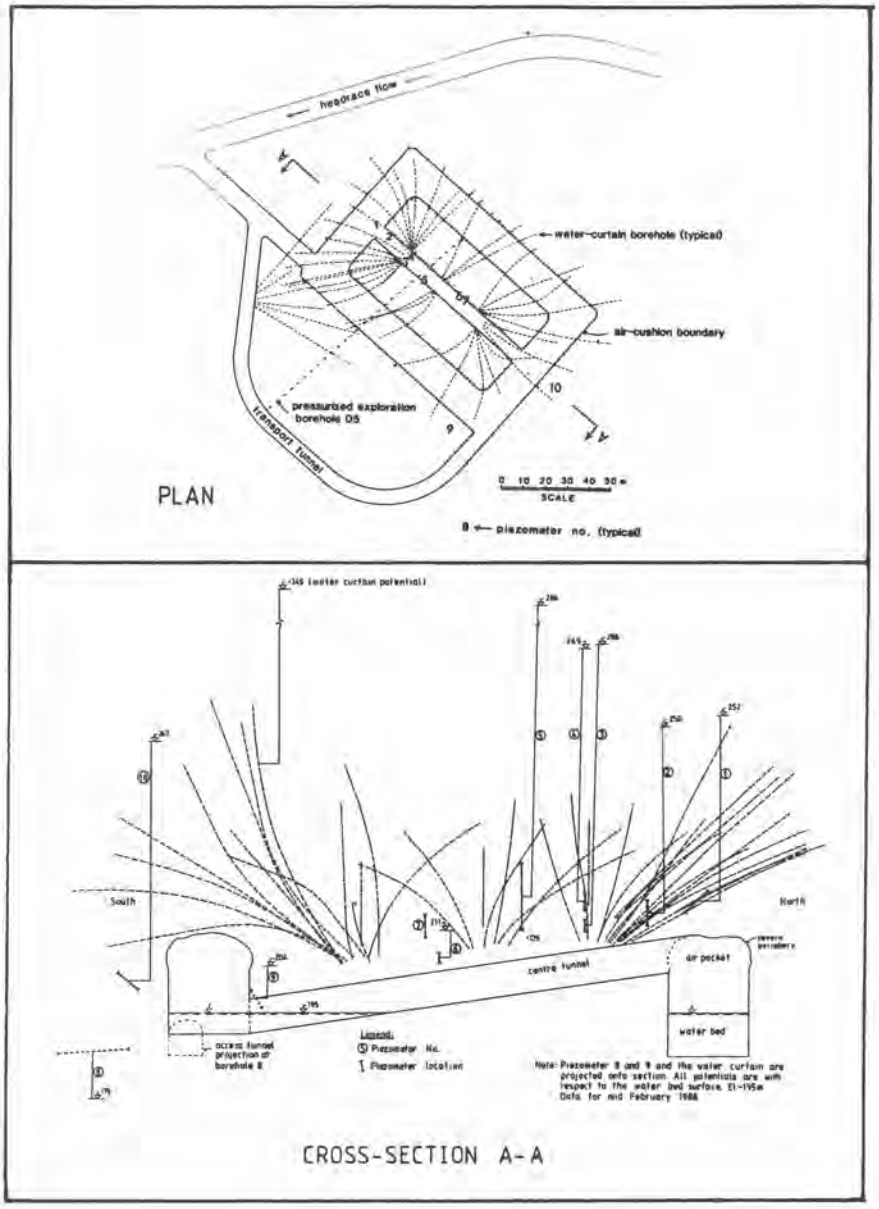
Geometriene av alle anleggene her diskutert står på følgende sider.



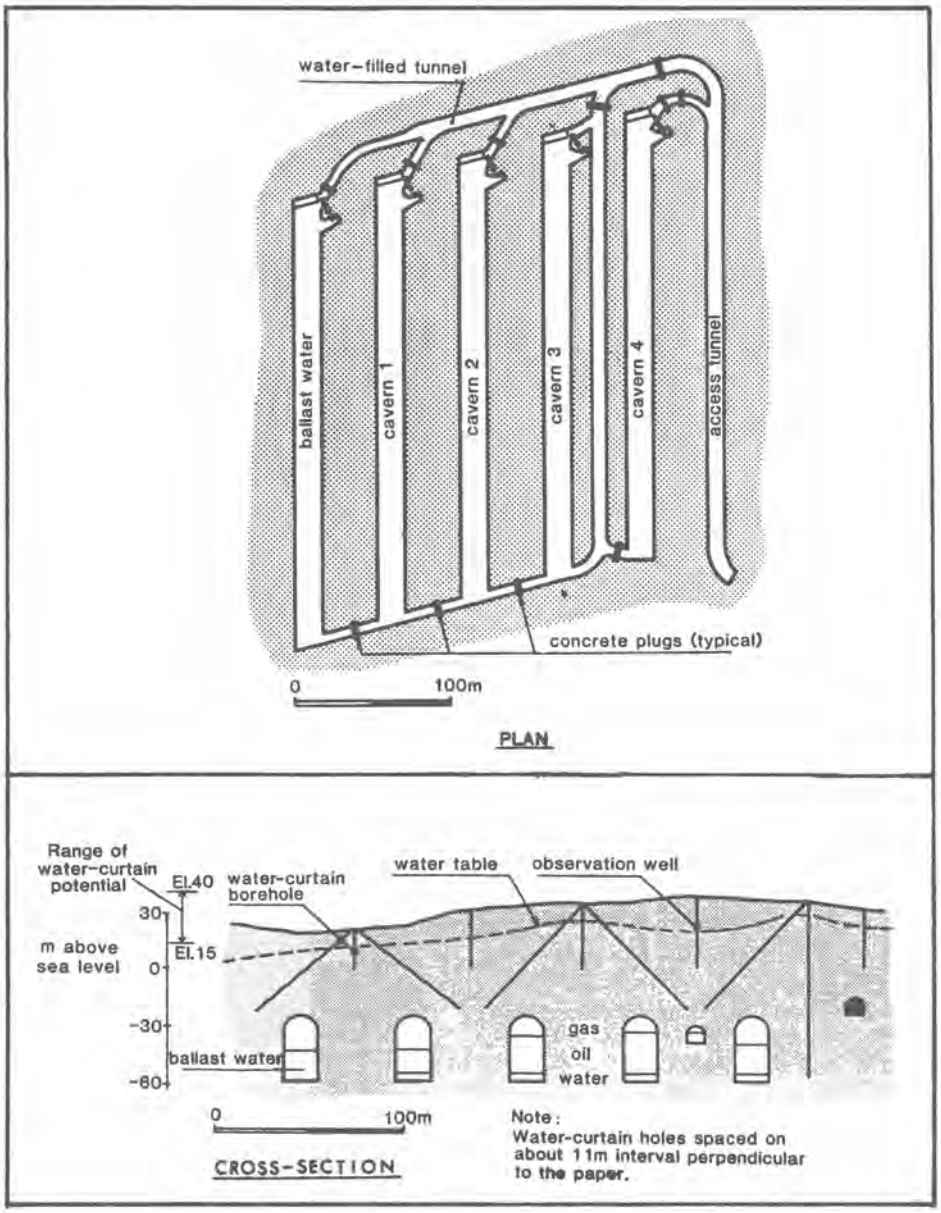
Figur A1 Geometri av Rafnes LPG lager med vanngardin



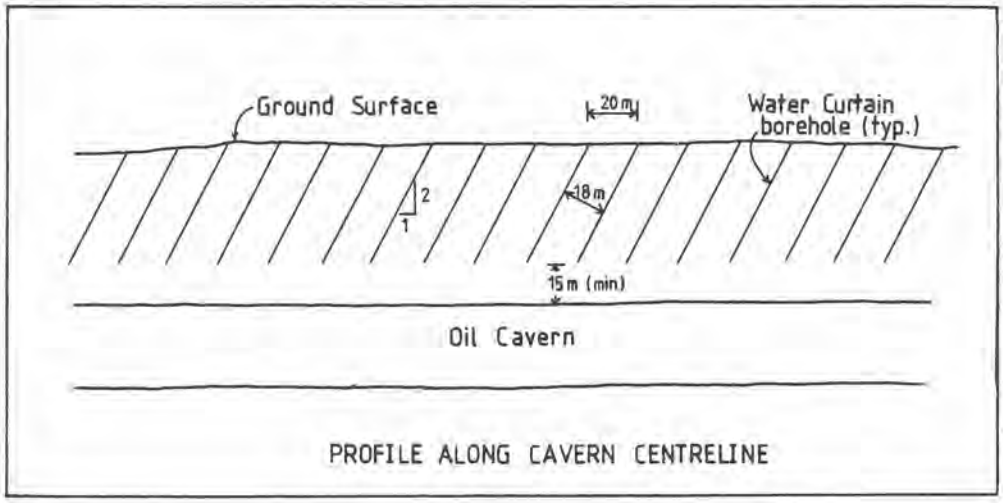
Figur A2 Geometri av ØEP LPG lager med vanngardin

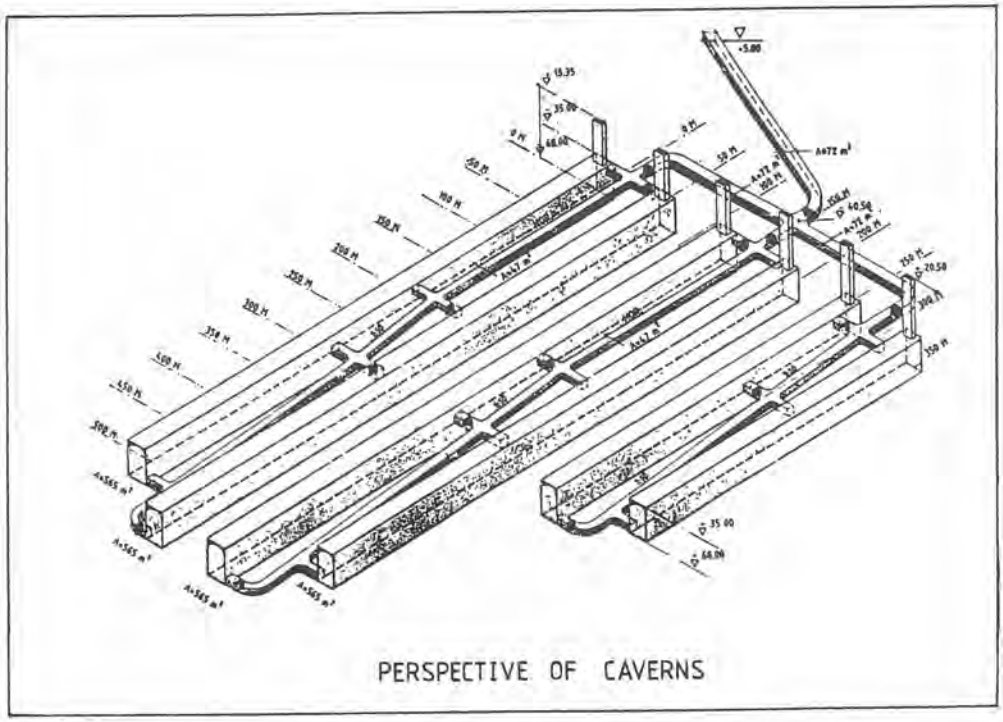


Figur A3 Geometri av Kvilldal luftputekammer med vanngardin

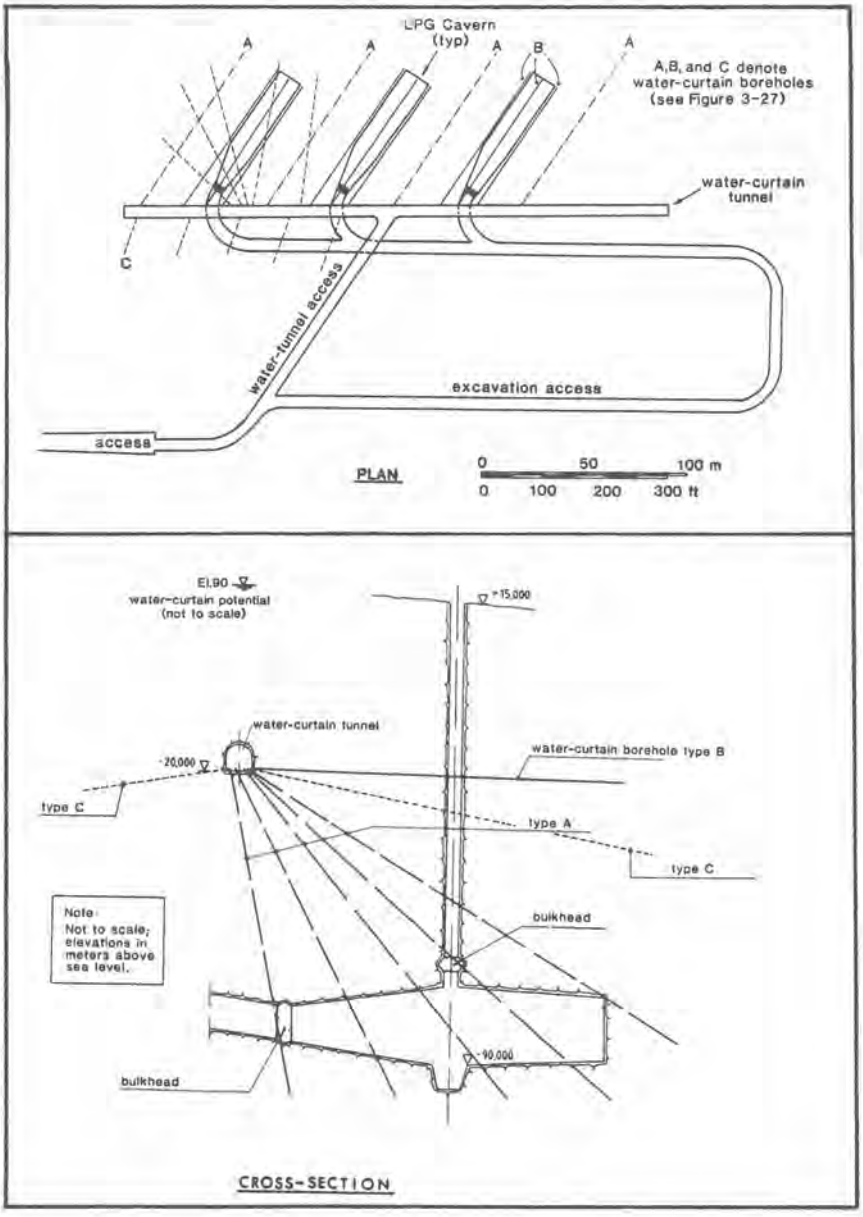


Figur A4 Geometri av Sture oljelager med vanngardin

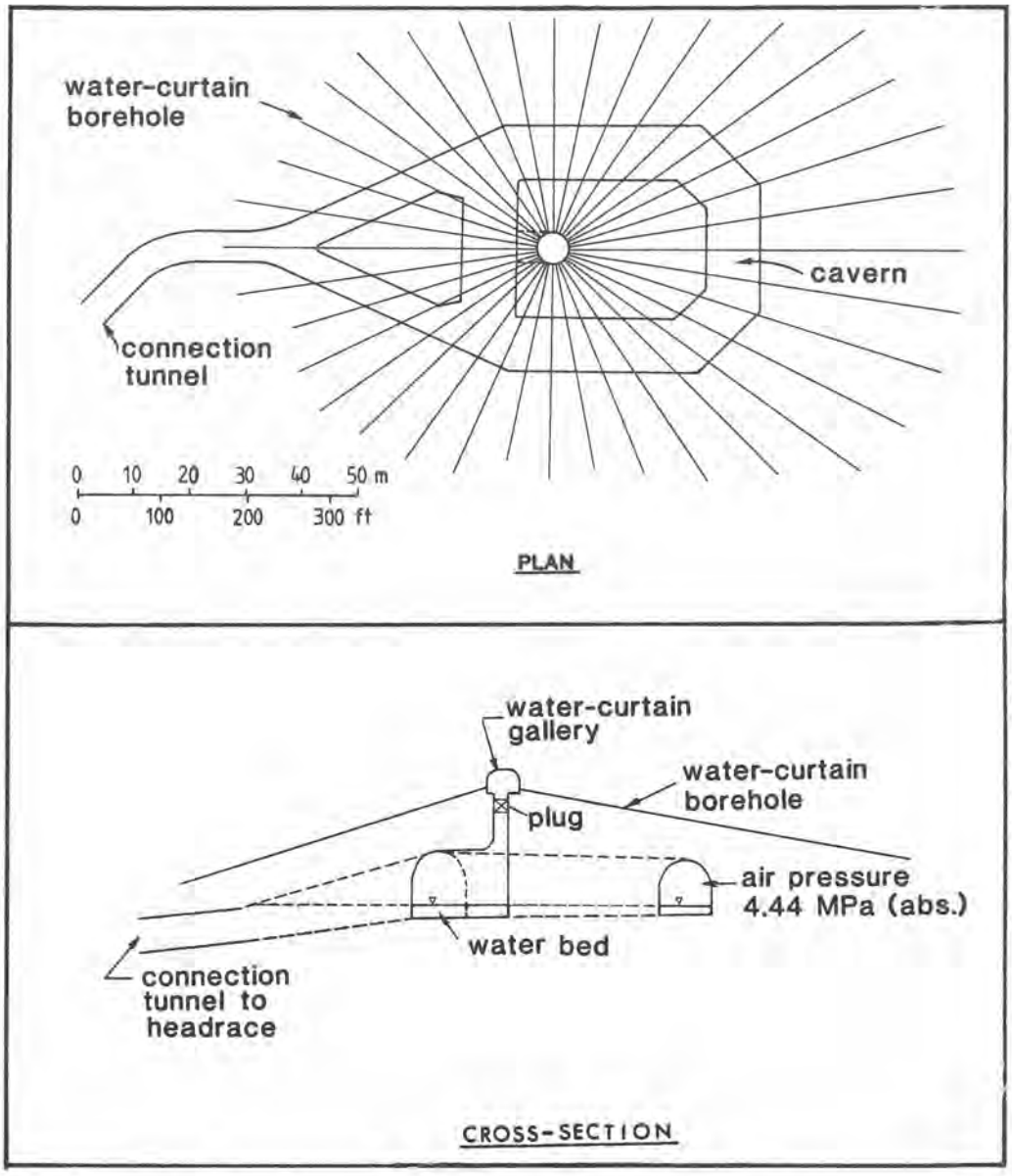




Figur A5 Geometri av Mongstad oljelager med vanngardin



Figur A6 Geometri av Mongstad LPG lager med vanngardin



Figur A7 Geometri av Torpa luftputekammer med vanngardin

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1989

RADONGASS I UTBYGGINGSOMRÅDER

RADON IN DEVELOPMENT AREAS

Cand. real. Amund Gaut
Ingeniør Chr. F. Grøner A.S

SAMMENDRAG

Forekomst av radongass i boliger er betinget av flere faktorer. Matrialene i grunnen skal produsere radon, forholdene skal ligge til rette for transport av gassen fra produksjonsstedet til husene, og bygningskonstruksjonen må tillate at gassen slipper inn.

En forhåndsvurdering av radonproblemene for nye utbyggingsområder kan med fordel gjøres i flere etapper:

- Regionale oversiktsundersøkelser
- Lokale undersøkelser for byggefelt og utbyggingsområder
- Oppfølgende undersøkelser i utbyggingsfasen

Flere direkte og indirekte registreringsteknikker er aktuelle, og en kombinasjon av flere målemetoder vil som regel være ønskelig. Resultatene fra undersøkelsene må alltid vurderes på grunnlag av de geologiske forhold.

SUMMARY

The occurrence of radon gas in houses is conditioned by the production of radon in the ground, the subsurface transport of radon, and the penetration of radon into the building constructions.

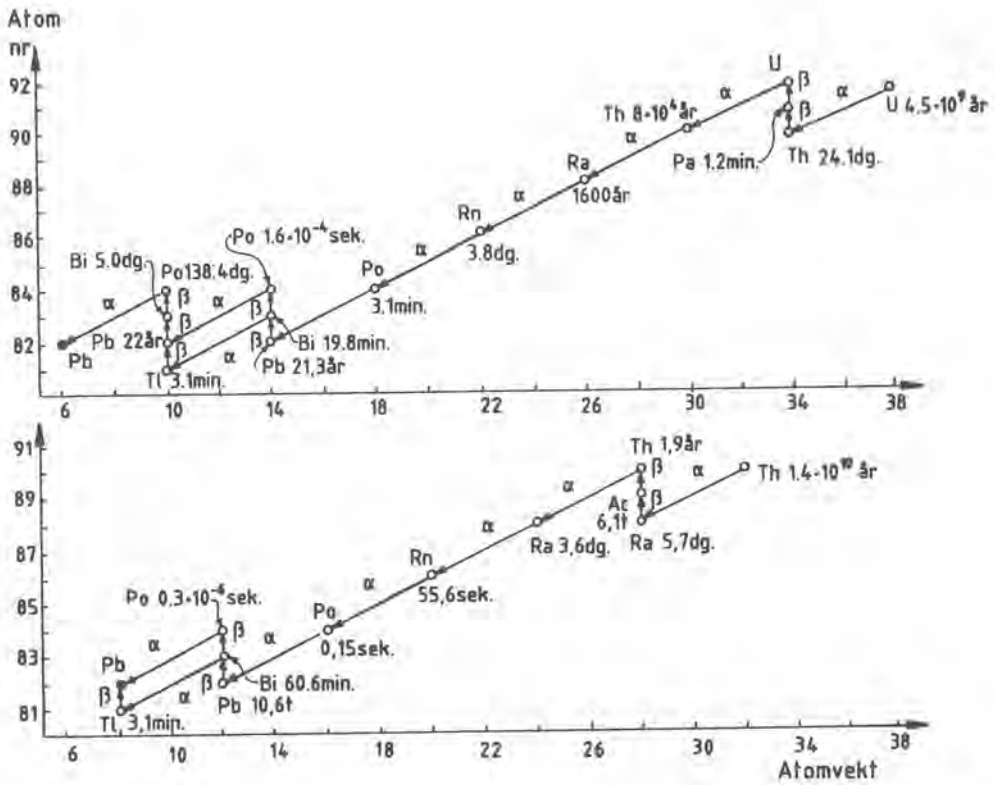
To predict radon gas problems in new development areas, several steps are recommended:

- Regional investigations
- Site investigations for local development areas
- Inspection during the construction period

Several direct and indirect investigation techniques for radon exists, and a combination of methods usually gives the best result. The investigation results should always be regarded on the basis of the geological conditions.

PRODUKSJON OG TRANSPORT AV RADON

Den radioaktive edelgassen radon, som i de siste år har vist seg å være et problem i norske hus, dannes ved radioaktiv nedbrytning av radium. Hver av naturens tre viktigste radioaktive nedbrytningsrekker, uran-serien, thorium-serien og actinium-serien, har sine isotoper av disse grunnstoffene. Radonisotopen i actiniumserien forekommer imidlertid i så små mengder, og har så kort halveringstid, at den i denne sammenheng ikke har praktisk betydning. De to andre nedbrytningsrekkene er vist i figur 1. Radonisotopenes nedbrytning til tungmetallet polonium er forholdsvis rask. Den mest langlivede av dem, ^{222}Rn i uran-serien, har en halveringstid på bare 3,8 dager, mens mengden av ^{220}Rn i thorium-serien halveres etter bare 55,6 sekunder.



Figur 1. Radioaktive nedbrytningsrekker.
Uran-serien (øverst) og thoriumserien.

På grunnlag av halveringstidene har det innstilt seg en innbyrdes likevekt mellom nukleidene i hver av rekkene. For de aktuelle seriene er halveringstiden for nukleidene ^{238}U, ^{232}Th og svært lang i forhold til de øvrige. Det er derfor den opprinnelige forekomst av disse (og derved av uran og thorium generelt) som i det vesentlige avgjør hvor mye radon som dannes.

Radon har altså bare noen få dager til disposisjon for vandringen fra sin kilde og inn i boliger og oppholdsrom. Hvis transporten tar lengere tid, vil den vesentlige delen av gassen igjen bli til tungmetall og derved holdes tilbake. Isotopen ^{220}Rn, med sin spesielt korte halveringstid, vil ha betydning bare der den forekommer i spesielt store mengder, og hvor transportveien er kort.

Det er undertrykksventilasjonen i moderne, tette hus som er den viktigste drivkraften for radontransport, og som fører til at gassen fra grunnen lett kan trenge inn i husene gjennom sprekker i grunnmuren eller permeable grunnmursmaterialer. Selve gassbevegelsen er imidlertid også avhengig av en rekke andre faktorer.

For det første skal radon frigjøres fra den mineralkrystallen hvor den er dannet, og dernest er permeabelt materiale nødvendig for den videre bevegelse. I fast fjell må gasstransporten foregå i mikrosprekker, f.eks. langs korngrenser, og kanskje senere langs større sprekker med bedre permeabilitet. Når det gjelder løsmasser, gir leir- og siltholdig materiale dårlige muligheter for transport, mens gass kan bevege seg langt og fort i tørr sand og grus. Fra Sverige er det f.eks. påvist radontransport over store avstander i grusåser ("eskere") med tette topplag. Tilsvarende forhold kan en ha i tekniske grøfter med sand og grus som drenerende og beskyttende masse rundt rør og ledninger. Figur 2 viser hvordan radon transporteres inn i en bygning.

HELSEEFFEKTER

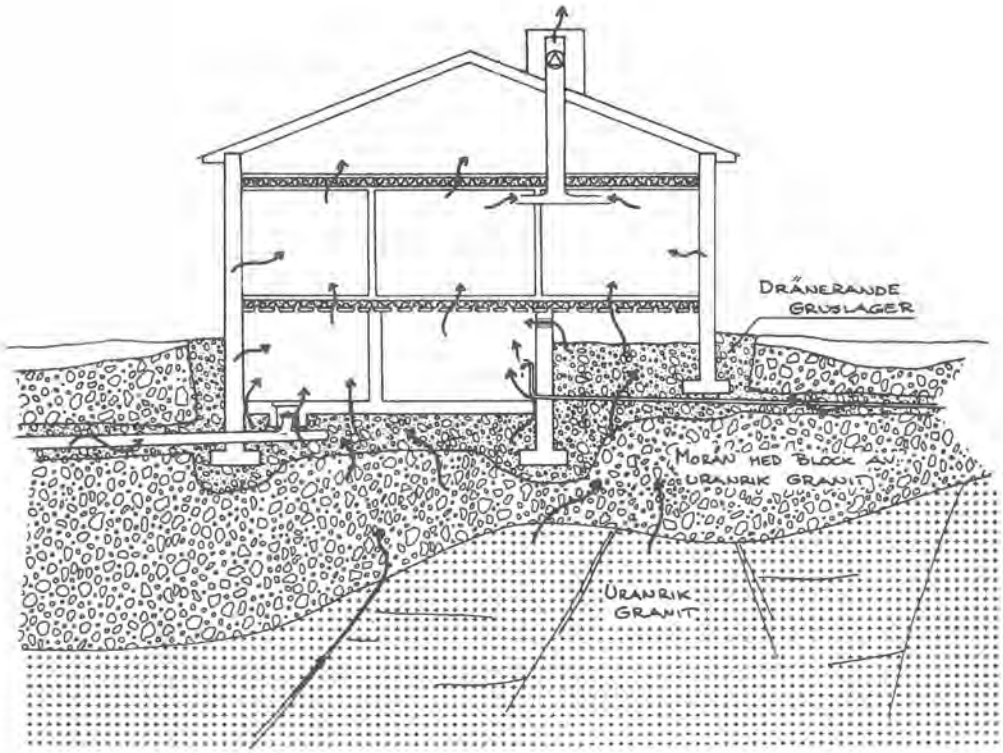
Ved nedbrytningen av radon og dets datterprodukter avgis α, β, og γ-stråler. De skadlige effektene oppstår spesielt når denne strålingen foregår fra atomer som er i direkte kontakt med lungevevet, etter at luft med radon og radonens datternukleider er pustet inn i lungene. Selv α-strålingen med sin meget korte rekkevidde regnes i slike tilfele for å være svært skadelig. I virkeligheten bidrar datterproduktene, som spaltes i flere ledd, med en betydelig større stråledose enn selve radonen.

VURDERING AV UTBYGGINGSOMRÅDER

3 hovedgrupper av faktorer avgjør hvor mye radon som skal komme inn i et hus:

- Hvor mye radon produseres i grunnen ?
- I hvilken grad er grunnforholdene slik at gassen kan transporteres fra kilden til bygningen ?
- Hvor tett er grunnmurskonstruksjonen, og hvordan er ventilasjonsforholdene i bygningen ?

En risikovurdering for et utbyggingsområde omfatter en vurdering av de to første punktene ovenfor. Resultatet av denne vurderingen gir så grunnlag for å velge den rette bygningstekniske konstruksjon mhp. ventilasjonsforhold og tetthet i grunnmurskonstruksjonen.



Figur 2. Radons vandring fra grunnen til bygninger.
(Åkerblom, Pettersson og Rosén, 1988)

Radon dannes altså via flere mellomledd fra uran og thorium, og selv om langt fra all radon avgis til omgivelsene, vil en vesentlig del av risikovurderingen være å klarlegge forekomsten av disse elementene. Geologisk sett vet man relativt mye om hvilke bergarter og mineraler som er aktuelle. Imidlertid er både thorium og uran og flere av datternukleidene lett løslige i det oksyderende og svakt sure miljøet en ofte har i naturlig overflatevann og grunnvann. Utløsningen vil skje spesielt lett i løsmasser hvor vann kommer i direkte kontakt med det enkelte mineralkorn. Her vil uran og thorium kunne løses og transporteres bort med vannet, for senere å felles ut under reduserende forhold, f.eks. i B-horisonten (rustjordslaget) i et podsolprofil. Følgelig vil man i løsmasser kunne finne andre konsentrasjoner av uran og thorium enn de man skulle vente ut fra løsmassenes opphavsbergart og mineralogiske sammensetning.

I fjell vil denne utløsningen av uran og thorium være meget begrenset, fordi fjelloverflaten i Norge er relativt uforvitret etter at løsmassene ble skrapt bort under de siste istidene. Noe forenklet kan man derfor si at det ut fra teoretiske vurderinger er lettere å forutsi radonproduksjonen i fast fjell enn i løsmasser. Man regner imidlertid med at gjennomgående, "åpne" sprekker vil kunne samle og transportere gass fra et større område. Likeledes vil bergarter med tett oppsprekning være ugunstige. Til og med lokale sprekker og knusning i en bygegrop p.g.a. sprengningsarbeider vil kunne gi uheldige utslag.

Erfaringer viser at arealundersøkelser for å klarlegge radonfare bør gjøres i tre etapper:

1. Regionale oversiktsundersøkelser
2. Lokale undersøkelser for byggefelt og utbyggingsområder
3. Oppfølgende undersøkelser i byggefasen.

1. Regionale oversiktsundersøkelser

Formålet med oversiktsundersøkelser av denne type vil være å skille ut områder hvor radonrisikoen er spesielt stor, og kanskje også områder hvor risikoen er så liten at man helt kan se bort i fra den. Resultatene vil kunne gi ansvarlige myndigheter en oversikt over den generelle størrelsen av problemet, og kunnskapen vil også kunne benyttes i forbindelse med arealplanlegging.

Hvis de geologiske forhold er kjent, kan oversiktsundersøkelsene ta utgangspunkt i kart- og litteraturstudier. Orienterende undersøkelser om forekomsten av radioaktive isotoper kan dessuten utføres ved målinger fra bil eller fly. Hvis kunnskapen om områdets geologi er dårlig, kan det legges relativt mye arbeid i disse undersøkelsene. Da kan det også bli nødvendig med en del geologiske oversiktsbefaringer.

Som supplement til dette kan det for enkelte homogene bergarter være aktuelt å gjøre nærmere målinger av radonproduksjon og radonavgang, slik som beskrevet under fase 2 nedenfor. Det vil derimot bare i liten grad være mulig å ta i betraktning forhold som skyldes spesiell oppløsning og utfelling av radioaktive elementer i løsmasser.

Stikkprøvekontroll av radoninnholdet i eksisterende bygninger er benyttet for å få en oversikt over problemets størrelse i landsmålestokk. Med tettere undersøkelsesmønster er metoden ofte også egnet for en mer detaljert vurdering av problemer ved fremtidig bebyggelse innenfor fylker eller kommuner. F.eks indikerer 55 radonmålinger i tilfeldig valgte boliger i Drammen kommune at byen kan deles i 4 soner når det gjelder den videre behandling av radon-problematikken:

- Drammensgranitt-områder, hvor en ofte finner hus med noe høyt radoninnhold
- Områder med lavabergarter, hvor forholdene vil være svært varierende
- Konnerud-området med kambrosilur-bergarter, hvor en relativt sjelden har radonproblemer
- De sentrale deler av byen, der det er leirrike løsmasser, og hvor radonproblemer til nå ikke er påvist

Utbyttet av slike undersøkelser vil imidlertid øke hvis forsøkshusene bevisst velges på grunnlag av geologiske og byggetekniske forhold.

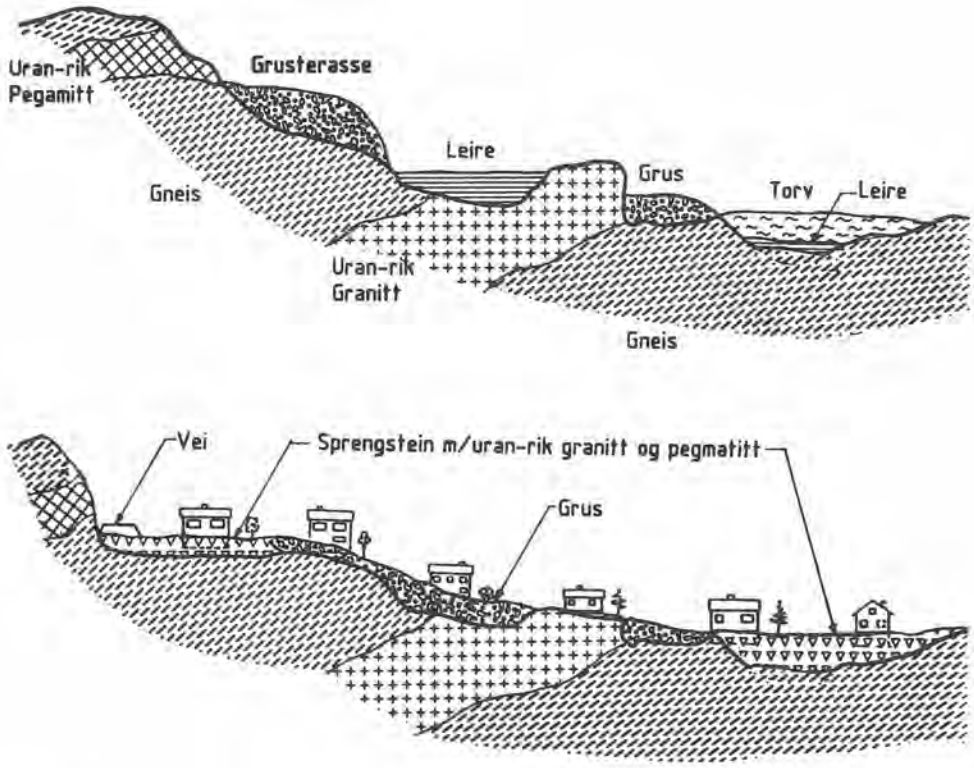
Hvordan en oversiktsundersøkelse skal legges opp, må vurderes nærmere i hvert enkelt tilfelle. Opplegget vil være avhengig både av spesifiserte mål for undersøkelsen og av hvor mye man i utgangspunktet vet om de geologiske forhold. En kombinasjon av flere metoder vil som regel være hensiktsmessig.

2. Lokale undersøkelser for byggefelt og utbyggingsområder

De viktigste og mest omfattende undersøkelsene bør gjøres i oppstartingsfasen for det enkelte byggefelt. Resultatene vil utgjøre en del av grunnlaget for arealdisponeringen, og man vil kunne ta hensyn til radonproblemet i bygningskonstruksjonene.

Det er viktig å plassere bebyggelse som er ømtålig for radongass på steder hvor faren for slike problemer er liten. Eneboliger og rekkehus med permeable grunnmurskonstruksjoner vil f.eks. være betydelig mer utsatt enn blokkbebyggelse med solide betongkjellere.

Bruk av sprengstein og overskuddsmasser kan også få betydning. Det er f.eks et poeng at U/Th-anrikede bergarter ikke bør sprenges ut og benyttes som kultstein rundt bygninger og i ledningsgrøfter. De bør heller stå igjen med sin naturlige topografiske form. Figur 3 gir et eksempel på hvordan planeringsarbeider ikke bør utføres.



Figur 3. Eksempel på uheldige masseutskiftinger og planeringsarbeider i et byggefelt.

Erfaringene viser at hvis undersøkelsene skal ha noen verdi for detaljplanlegging, må de gjøres langt mer grundig enn hva man kan oppnå ved kartstudier og oversiktsmålinger av radioaktive nukleider. Radonfaren vil kunne variere mye over små områder, faktisk fra hus til hus i en fremtidig bebyggelse. Arbeidet må legges opp på grunnlag av de geologiske forhold og hvilke planer som på forhånd er lagt om utbyggingen. Det vil ofte omfatte en detaljert geologisk kartlegging av både løsmasser og berggrunn, samt registrering av radonproduksjon og radonavgivelse.

Det er ikke mulig å gi noen faste regler for hvordan radonfaren skal måles i et tomteområde. Flere metoder kan benyttes - dels alene og dels i kombinasjon med hverandre. Nedenfor er nevnt de vanligste alternativene, samtidig som det pekes på viktige fordeler og ulemper:

- **Måling av radoninnholdet i jordluften.**

  Metoden er velegnet der det bygges i relativt homogene løsmasser, men betydningen av at løsmassene kan lede gass fra fjernere områder må vurderes i tillegg. Det gis liten eller ingen informasjon om forholdene ved sprengning i underliggende fjell.

- **Måling av radonproduksjon/radonavgivelse fra innsamlede prøver.**

  Metoden er tungvint, men gir pålitelige resultater som grunnlag for videre vurderinger. Dette kan være viktigste målemetode for en del fjelltomter.

- **Direkte måling av radonavgang fra bakkeoverflaten.**

  En anvendbar metode der radonkonsentrasjonen ved bakkeoverflaten gjenspeiler radonkonsentrasjonen i en fremtidig bygeggrop, men fullstendig uegnet for å si noe om f. eks. forholdene for en fjelltomt hvor et løsmassedekke skal fjernes før bygging.

- **Spektroskopisk måling av γ-stråling fra bakkeoverflaten**

  Dette er en indirekte metode som bare viser om det er relativt mye eller lite av visse radioaktive isotoper. Høye måletall viser at radon kan være et problem. Referansedata er spesielt viktige, og nærmere undersøkelser må gjøres i de tilfellene hvor høye verdier registreres. Metoden kan med fordel benyttes for å finne lokale innslag av risikobergarter i områder med lite løsmasser.

- **Måling av radonkonsentrasjonen i boliger i, eller ved utbyggingsområdet**

  Hvis grunnforholdene er de samme, er dette en god metode. Det må imidlertid tas forbehold om at bygningstekniske forhold kan være av betydning for resultatet.

For alle metodene gjelder at de målte parametere må sammenholdes med tilsvarende resultater fra felt der radonforholdene er kjent. De geologiske forhold vil dessuten alltid være viktige for tolkningen.

Fra forhåndsundersøkelser av utbyggingsområder med størrelse 200-400 da i gneisområdene sydøst i Oslo er det utført en kombinasjon av geologisk kartlegging, spektroskopisk måling av γ-stråling ved bruk av scintillasjonsdetektor og laboratorieanalyser av bergartsprøver. Områdene her har lite løsmasser, og alle byggetomter sprenges i fjell.

Feltregistreringene av viste høye γ-strålingsverdier for visse granittiske gneiser, noen pegmatittganger og en stor rombeporfyrgang. Laboratorieundersøkelsene fortalte imidlertid at flere av registreringene skyldtes høyt innhold av isotopen ^{40}K som ikke har noen relevans til radon. Bare rombeporfyrgangen, to små granittområder og én av mange pegmatitter skilte seg ut med høyt innhold av U/Th. Denne pegmatitten avga også spesielt mye γ-stråler.

De geologiske forhold i dette gneisområdet er relativt enkle, med konstant retning på gneisens foliasjon og båndinq. Bare rombeporfyrgangen og en rekke uregelmessige pegmatittganger har avvikende retninger. Geologisk detaljkartlegging kunne derfor begrenses til rombeporfyren og den éne pegmatitten med høy γ-stråling. I tillegg fant man det riktig å påvise sprekkesoner som skar igjennom disse bergartene, med tanke på at man her kunne ha spesielle muligheter for gasstransport.

Det er verdt å legge merke til at med unntak av rombeporfyrgangen var forekomstene såpass lokale at de først kunne registreres med scintillasjonsdetektor på noen få meters avstand, selv med et meget følsomt instrument. Radonavgivelsen fra en byggegrop sprengt i pegmatitten ville likevel være så høy at strålingsfaren i et vanlig hus ville bli helt uakseptabel uten spesielle byggetekniske forholdsregler. Dette viser hvor nøyaktig disse undersøkelsene i visse tilfelle må gjøres.

3. Oppfølgende undersøkelser i utbyggingsfasen

Selv med en grundig forhåndsvurdering av radonrisikoen i et byggefelt, kan det være nødvendig med oppfølging i byggefasen. F.eks. kan spesielle geologiske forhold være vanskelige å avklare før anleggsarbeidene er begynt.

Generelt er det imidlertid små tilleggsoppgaver som må gjøres på dette stadium, og omfanget av dem vil stort sett være klart på forhånd.

Enkle undersøkelser i utbyggingsfasen kan også være aktuelt for spredt bebyggelse. Her vil en detaljert forhåndsvurdering av radonrisikoen ofte bli uforholdsmessig dyr p.g.a. liten arealutnyttelse.

OPPSUMMERING AV UNDERSØKELSESERFARINGER

I utgangspunktet antok man at radonrisiko for bygninger bare forekom i forbindelse med bergarter med spesiell høy radonproduksjon, som f.eks. alunskifer. Nå vet vi derimot at problemene er utbredt under en rekke geologiske forhold, og at årsakssammenhengen kan være nokså komplisert.

Selv i områder med antatt lav risiko er det registrert høye radonkonsentrasjoner hvis de bygningstekniske forhold ligger tilrette for det. Så langt vi i dag kan se, vil det bare være i forbindelse med helt spesielle grunnforhold at man vil kunne klassifisere et område som helt uten radonrisiko. For de fleste områder vil betegnelsen liten eller middels risiko være aktuell, og det betyr i prasis at man så godt som alltid bør ta et visst hensyn til radon ved planlegging av bebyggelse.

REFERANSER

Faggruppen "Radon i boliger", 1988: Anbefalte tiltaksnivåer for Radon i boliger. Statens institutt for strålehygiene, rapport 1988:1.

Helsedirektoratet, 1986: Byggtekniske tiltak for å begrense radonkonsentrasjon i fremtidige boliger. Helsedirektoratets veiledningsserie 2-86.

Gustav Åkerblom & Carole Wilson, 1982: Radon - geological aspects of an environmental problem. Sveriges Geologiska Undersøking. Rapporter och meddelanden nr. 30.

Gustav Åkerblom, Berndt Petterson & Bengt Rosén, 1988: Radon i bostäder, Markradon. Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm, Rapport R85:1988. ISBN 91-540-4937-7.

Alf Lindmark & Bengt Rosén, 1984: Radon i jord. Swedish Geotechnical institute, Rapport no. 24. ISSN 0348-0755.

Statens strålskyddsinstitut, Stockholm, 1988: Metoder för mätning av radon och radondöttrar i bostäder. Informasjon i 88-04. ISSN 0281-2339.

GEORADAR

GROUND PENETRATING RADAR

Sivilingeniør Geir Veslegard, Geomap

SAMMENDRAG

Georadar er en metode for høyoppløselig kartlegging av grunnforhold. De elektriske egenskapene i materialene bestemmer hastighet og dempning av radarbølgene. Endringer i elektriske egenskaper mellom laggrenser i geologiske formasjoner gir opphav til refleksjoner av radarbølger.

Prinsipper for georadar målinger er beskrevet og illustrert med felteksempler fra målinger på snø, myr, løsmasser, fjell og vann. Teknikker for målinger med borhullsradar foran tunnelstuff er også omtalt.

SUMMARY

Ground penetrating radar is a technique for high resolution mapping of the ground. The electrical properties of the materials determine the radar signal velocity and attenuation. Changes of the electrical properties in the ground determine the reflected signal strength from a boundary.

The basic principles of ground penetraring radar are described and illustrated by selected case histories. Mapping of snow thicknes up to 4 metres in the mountain area shows good correlation with tradtional soundingmethodes. Two case histories show how the radar has been used to map soil and bedrock. One examples shows fractures in limestone down to appr. 15 metres. Another case history demonstrates mapping of water depth and sediments from the icesurface.

A metode for utilizing borehole radar in front of the tunnel working face for locating fractures is presented.

INNLEDNING

Georadar er en forholdsvis ny metode for kartlegging av grunnen. Målingene er raske å utføre og gir et kontinuerlig og høyoppløselig profil.

Anvendelses områdene for georadar er mange og omfatter : geologi, geoteknikk, grunnvann/mineralprospektering, miljø/forurensing, betong og arkeologi.
Georadar kan kartlegge løsmasser, lagdeling, grunnvannsnivå og fjelloverflaten og dybder til ulike lag langs en linje. Mange georadarundersøkelser er utført for : flyplasser, trase-undersøkelser (kabler/ rør) ,grus- og grunnvannsforekomster. Et eksempel der den høye oppløsningen hadde avgjørende betydning var til kartlegging av morenekjernen i en fyllingsdam.

Forsøk er også utført for å erstatte tradisjonelle snømålinger i høyfjellet for bedre å kunne forutsi vannmengder i magasinene og unngå flomskader ved snøsmeltingen. Georadaren har også vært anvendt til måling av vanndybder fra isen i innsjøer og kan også gi informasjom om løsmasser eller fjell på bunnen.

Georadar har også muligheter for å registrere objekter i et ellers homogent materiale. For eksempel kan nedgravde tønner i bakken detekteres. Samme prinsipp brukes også til arkeologiske undersøkleser der informasjon om gjenstander brukes som ett hjelpemiddel for utgravinger. Slike målinger er utført flere steder, sist ved gravhaugene i Borre.

Radarundersøkelser kan også gjøres fra tunneler for å kartlegge hulrom eller soner etter driving. Spesielle antennetyper er også utviklet for målinger i borhull.

Foredraget omhandler målepinsipper, materialegenskaper og utstyr for georadar målinger. Felteksempler på nylig utførte målinger viser muligheter med metoden.

MÅLEPRINSIPPER

Georadaren fungerer i prinsippet på samme måten som et ekkolodd og refleksjonsseismikk. Radaren sender ut en kort puls med høy frekvens (10-1000 MHz) gjennom en antenne og elektromagnetiske bølger trenger ned i grunnen og forplantes mot dypet. Utbredelsen og rekkevidden for radar bølgene er avhengig av de elektriske egenskapene i grunnen og endringer i disse gir opphav til refleksjoner. De reflekterte signalene mottaes også av en antenne, forsterkes, skrives ut og lagres digitalt for senere prosessering. På denne måten måles tiden fra utsendt signal til de reflekterte bølgene mottaes (to vegs gangtid) og når hastigheten er kjent kan avstanden (dybden) til reflektoren beregnes.

Gangtiden for bølgene måles i nanosekunder (ns) og 1 ns = 10 sekund. Ved profilering kommer formen på reflektorene fram som ett bilde av grunnen og denne utskriften kalles ofte for ett radargram. Radargrammet består av en horisontal akse som viser utkjørt distanse og en vertikal akse som viser tidsdyp for bølgene.

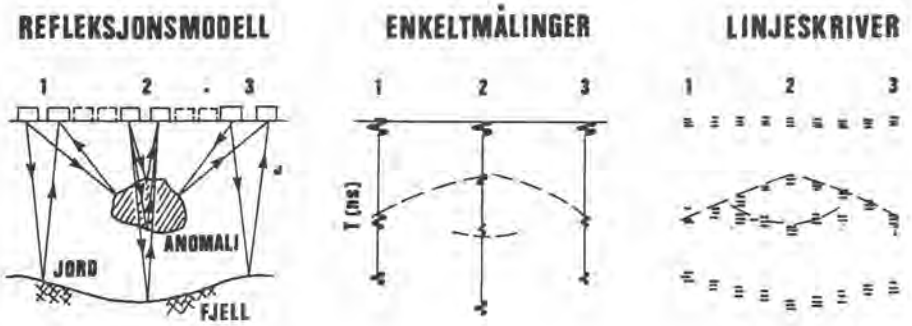


Fig. 1. Refleksjonsmålinger med georadar.

Andre typer målinger slik som refraksjon, "common midpoint" og tomografi mellom borhull kan også gjøres med radar.

Det er mulig å bestemme hastigheten i materialet ved refraksjonsmålinger med georadar, men dette er tidkrevende og det vanligste er kalibrering mot en kjent reflektor eller kalibrering mot boringer eller sjaktninger.

I løsmasser er det hovedsaklig variasjoner i vanninnhold som varierer og gir refleksjoner ved radarmålinger. I bergmasser er det først og fremst variasjoner i bergarter og oppsprekking med vannfylte eller tørre sprekker som gir utslag på målingene

MATERIALEGENSKAPER

Georadarmålinger påvirkes av de elektriske egenskapene i materialene og ved de høye frekvensene (10- 1000 MHz) som benyttes er det polarisasjonens egenskapene som dominerer konduktiviteten i de fleste geologiske materialer.

Denne egenskapen betegnes med dielektrisitetstallet eller den relative permitivitet og sammenlignes normalt med forholdene i luft. Dette medfører at dielektrisitetstallet for luft er lik 1.

Bølgehastigheten i et materiale kan uttrrykkes som : $v = c/\sqrt{\varepsilon_r}$ der v er hastigheten i materialet , c er bølgehastigheten i luft og ε_r er det relative dielektrisitetstallet (ubenevnt).

I luft går radarbølgene med lysets hastighet 3 x 10 m/s eller en mer praktisk benevning for georadarmålinger 0.3 m/ns. I geologiske materialer er hastigheten lavere enn i luft og den laveste hastigheten for radarbølger er i vann med 0.033 m/ns. I et vanlig profil med kulturjord øverst og morene før fjell er en gjennomsnittshastighet på 0.1 m/ns vanlig. En oversikt over dielektrisitetstall, konduktivitet, bølgehastighet og ca. rekkevidde i noen materialer med dagens radarsystemer er gitt i fig. 2.

Materiale	Rel. diel.	(mS/m)	v(m/ns)	Rekkevidde (m)
Luft	1	0	0.30	
Vann	80	0.01-0.5	0.033	15 - 25
Tørr sand	3 - 5	0.01	0.15	- 50
Vannm.sand	20 - 30	0.1 - 1.0	0.15	10 - 30
Leire	5 - 40	2 - 1000	0.06	1 - 5
Granitt	4 - 6	0.01- 1	0.13	50 - 100
Kalkstein	4 - 8	0.5 - 2	0.12	10 - 20

Fig. 2. Typiske verdier i noen materialer ved georadarmålinger

Målenøyaktigheten og oppløsningen for en geofysisk metode relateres ofte til bølgelengden og pulsbredden på signalene. Normalt kan laggrenser med tykkelse på ca. halve bølgelengden kartlegges og oppløsningen for en antenne med frekvens 80 Mhz er ca. 0.5 m i en våt jordart. Oppløsningnen øker med økende frekvens og derfor er kravet til nøyaktighet ofte avgjørende for valg av antenner.

Målenøyaktigheten til en laggrense med høy reflektivitet relateres ofte til 1/10 av bølgelenden og blir derfor for en 80 Mhz antenne ca. 0.2 m noe avhengig av bølgehastigheten.
For formål der oppløsningen er avgjørende anvender vi antnner med høyere frekvenser og for en 1000 MHz antenne kan nøyaktigheten være så god som 1 cm. Ved slik målinger er normalt kravet til rekkevidde ikke noe problem selv ved så høye frekvenser.
Hovedfaktorer som påvirker dybderekkevidden er : antennefrekvens, utsendt effekt og konduktiviteten i materialet. Lave frekvenser gir bedre dybderekkvidde enn høye frekvenser fordi bølgelengden er lengre. I marine leirer med høy konduktivitet er rekkevidden for radarsignaler begrenset og kan være mindre enn 1 meter. I materialer med lav konduktivitet slik som berg, sand/grus og vann er rekkevidden god og kan være opp til 30 - 40 meter. Det foregår nå en utvikling av georadarsystemer med høyere utsendt effekt enn dagens og med en annen utforming på antennene. Dette kan gi betydlig bedre rekkevidde enn dagens systemer.

UTSTYR

Goradarsystemer består av følgende hovedkomponenter : senderantenne, mottakerantenne, kontrollenhet, og skriverenhet gjerne med mulighet for digital lagring av dataene. Fig. 3 viser et skjematisk oppsett av et georadarsystem med tilhørende enheter.

Det finnes flere utstyrprodusenter av georadar og de første kom på markedet i midten av 1970 årene. Disse ble produsert av Geophysical Survey Systems Inc. med varemerket SIR og har siden vært markedsledende. OYO har utviklet et tilsvarende radarsytem, og A-Cubed har utviklet et digitalt radarsystem med betegnelsen EKKO III.
SGAB har utviklet en borhullsradar for undersøkleser av berg i forbindelse med lagring av kjernekraftavfall i Sverige. Denne har betegnelsen RAMAC og er også et digitalt system. For tiden gjøres det utviklng av retningdirektive mottakerantenner slik at retningen til reflektorene kan bestemmes entydig.

I Norge har NTNF støttet utvikling av en multifrekvensradar og Scantech har utviklet protoype blant annet for målinger fra fly og helikopter. Miros har blant annet utviklet en snøradar for Starkraft/NVE. Begge disse radarsystmene er fortsatt under utvikling.

Geomap har en SIR-3 radar med tilhørende proseseringsprogram som begge er levert av GSSI og til nå er det utført ca. 60 oppdrag i Norge for forskjellige formål med dette utstyret. Dette har gitt en variert erfaring og noen av felteksemplene vil bli beskrevet nærmere.

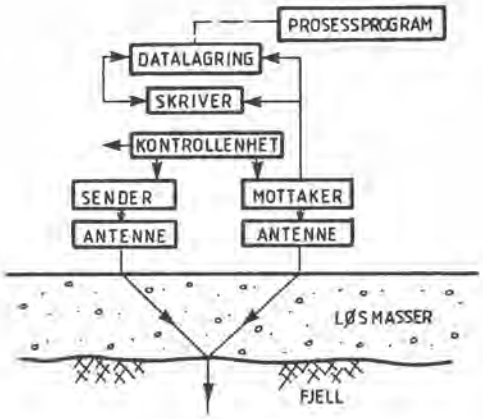


Fig. 3. Diagram av et georadarsystem

SNØMÅLINGER

NVE foretok i vinter en utprøving av snøradar og vi utførte i den forbindelsen målinger langs to utvalgte testlinjer med en 500 MHz antenne. I disse linjene har NVE foretatt tradisjonell sondering med stang for å måle snødybden og foretatt sjaktninger for å beskrive profilet. Radaren viser snødybder fra 2- 4 meter, fig. 4 En sammenligning med resultetane fra sonderingen viser god overensstemmelse og enkelte steder kan en se at stangen trolig har stoppet mot skare/islag.

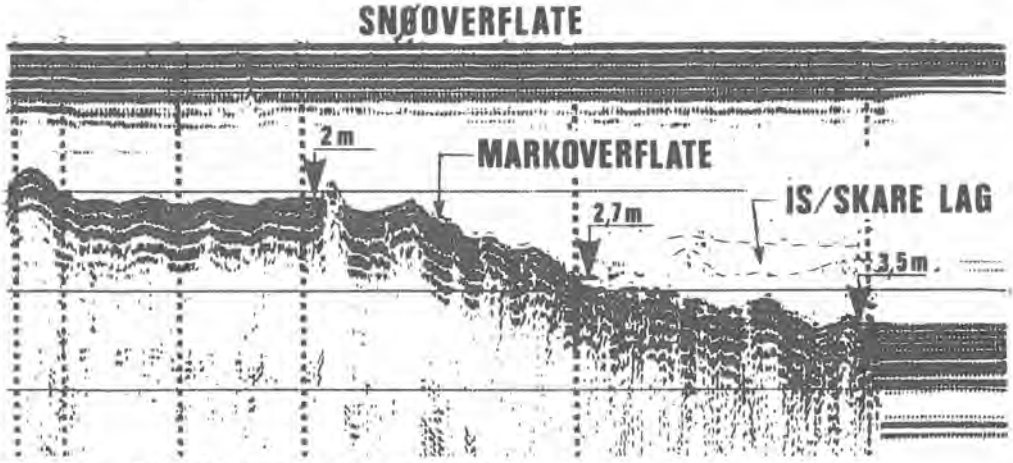


Fig. 5. Snømålinger med georadar

MYRKARTLEGGING

Myr og torv over mineralske jordarter eller fjell gir en svært markert reflektor med radar. I tillegg dempes radarbølger relativt lite i myr/torv og dybderekkevidde opp til 10 m er mulig.

I forbindelse med planer med utvidelse og prosjektering av flyplasser har det vært utført georadarundersøkelser, blant annet ved Ringsaker, Bardufoss, Hovden, Oppdal og nå sist på Hurum.

På Hurum har vi målt ca. 2 km med radarprofiler og målingene med tilrigging og transport mellom målestedene ble utført på en dag. Et eksmpel på registreringer som viser variasjoner i myrmektigheter med resultat fra boringene (utført av Geoteam) er vist i fig. 6. Georadaren har ved slike undersøkelser et stort fortrinn sammenlignet med andre grunnundersøkleser fordi den er rask å utføre og gir høy datatetthet langs de undersøkte linjene. Særlig er det gunstig å utføre målinger slike steder om vinteren da fremkommeligheten i terrenget normalt er mye bedre enn på barmark.

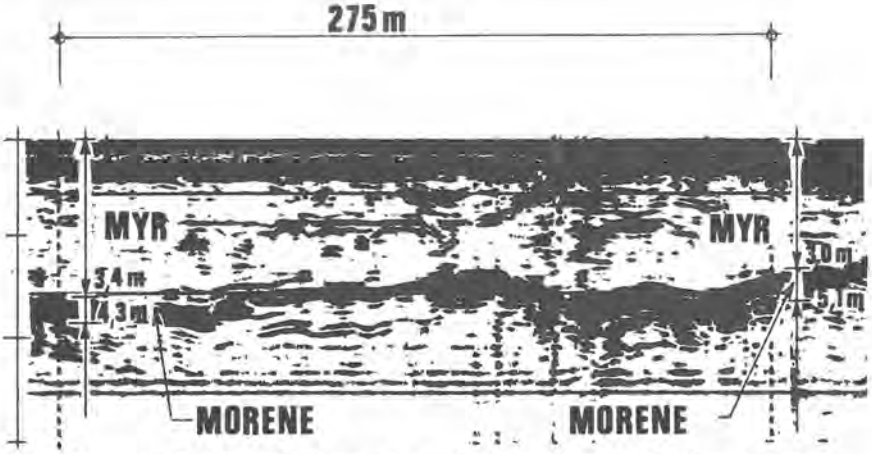


Fig. 6. Eksempel på radargram med resultat fra boringer.

LØSMASSEPROFIL OG FJELLOVERFLATE

Siden georaderen er en refleksjonsmetode gir den også informesjon om strukturer i løsmassene og på denne måten kan en kartlegge blant annet eskere og løsmaseeavsetningers oppbygging. I fig. 7 er det gitt et eksempel på for radar som viser tydlig lagdeling i løsmassene. Dette kommer trolig av varisjoner i korngradering og fuktighetsinnhold i avsetningen.

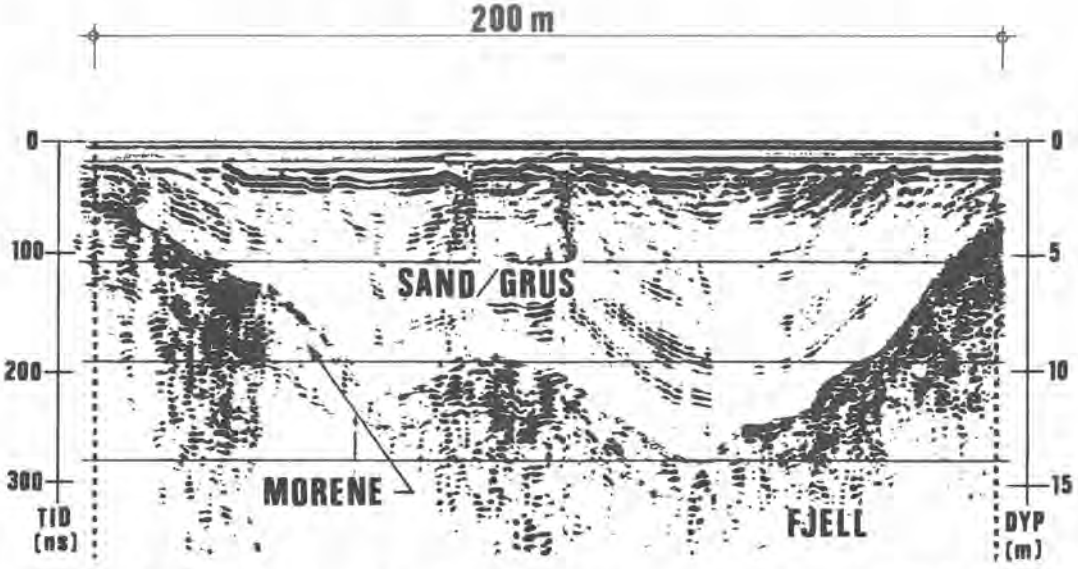


Fig. 7 Radargram som viser lagdeling i sand og fjelloverflate.

MÅLINGER I FJELL

Den høye oppløsningen ved georadarmålinger gjør det mulig å kartlegge blant annet benkning, hulrom slik som karst, og svakhetssoner. I forbindelse med et forskningsgprosjekt i Masi har NGU utført sammenligninger mellom flere geofysiske metoder over en forkastning og her inngikk også test av vår georadar. Resultatene fra georadarundersøkelsen viste godt samsvar med de andre undersøkelsene

Et eksempel fra Evenes viser markerte refleksjoner fra oppsprekking i bergmassen som antaes å være benkningsplan i bergarten og noen av registreringene har punktreflektoere som kan tyde på hulrom, fig. 7. Dette ble ikke undersøkt nærmere fordi det ikke hadde noen betydning for prosjektet. I slike tilfeller ville det dersom det skal bygges fjellanlegg være naturlig å utføre kjerneboringer på noen av disse lokalitetene.

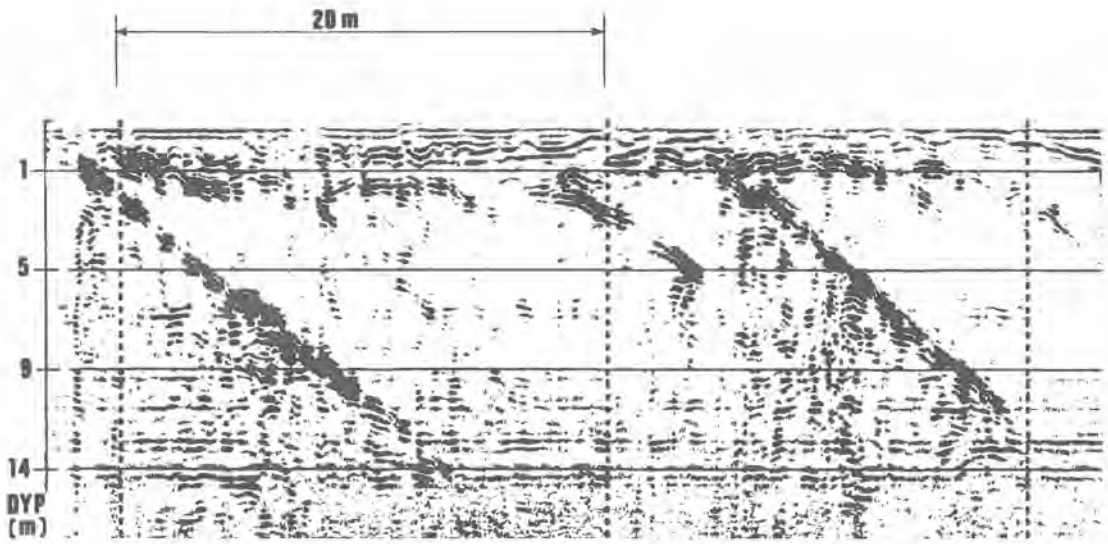


Fig. 7. Eksempel på registrering i kalkstein

For målinger fra tunneler som er under driving synes to måleteknikker med borhullsradar å være aktuelle. Der det bores sonderborhull foran stuff kan dette nyttes til målinger med radar slik som illustrert i fig. 8. Dette vil forstyrre drivingen av tunnelen noe, men innsamlingene av dataene går vanligvis raskt og et 100 meters langt hull måles gjerne i løpet av noen timer.
En annen mulighet er å utføre målingene bak stuff ved å måle fra et borhull og til tunnelen, se fig 8. På denne måten vil en også kunne måle foran tunnelen uten å forstyrre selve drivingen.

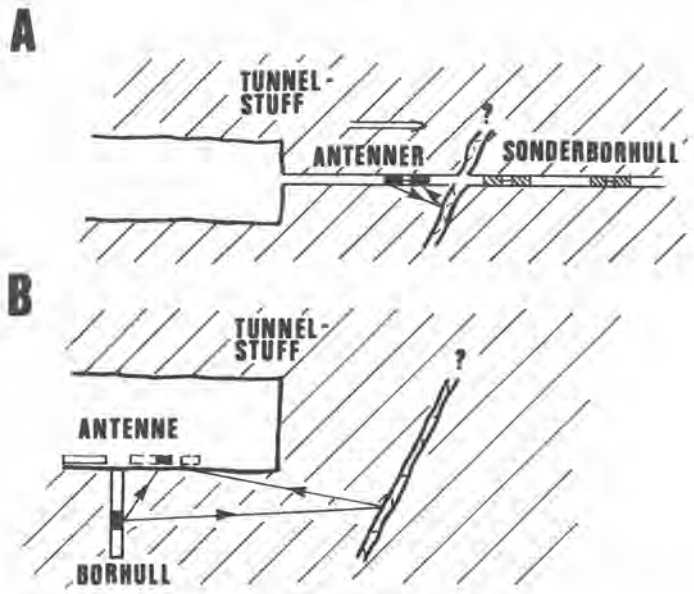


Fig. 8. Målinger foran tunnelstuff med borhullsradar
A) Refleksjonsmålinger i sonderborhull
B) Målinger fra borhull til tunnel

MÅLINGER I VANN

Mange av våre ferskvann har lav konduktivitet , særlig er det tilfelle for vann i høyfjellet. I disse vannene er georadaren en effektiv karltleggingsmetode fordi målingene kan gjøres fra isen vinterstid.

I forbindelse med planer om ny dypløpstunnel ved Føystul kraftverk har vi utført radarmålinger på Møsvann i vinter. Registreringene viser vanndyp ned til 25 meter og et eksempel er gitt i fig. 10.

Målingene ble utført v. hj. a. snøscooter og orienternede profiler ble målt i hastigheter opp mot 20 km/t. En systematisk kartlegging i et begrenset område resulterte i et bunnkotekart med angivelse av løsmassefordeling fra radargrammene. Dette dannet grunnlaget for plassering av de seismiske profilene for mer detaljert undersøkelse av egnet utslagssted for tunnelen.

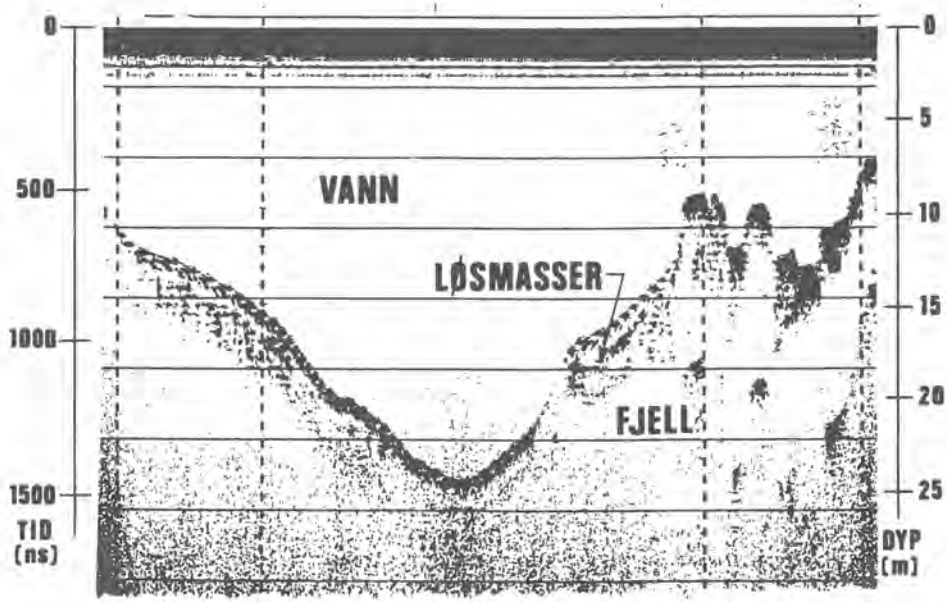


Fig. 10. Eksempel på radargram i vann med bunn og løsmasser.

GEOFYSISK SONDERING FORAN TUNNELSTUFFEN.

GEOPHYSICAL SOUNDING AHEAD OF THE TUNNELFACE.

Dr. ing. Tore Lasse By, Norges Geotekniske Institutt,
P.boks 40 Tåsen, 0801 Oslo 8.

SAMMENDRAG

Ønsket om bedre kontroll på fjellforholdene for å hindre kostnadsoverskridelser og en redsel for overraskelser ved driving, har vært bakgrunnen for NGIs store utviklingsprogram av bedre forundersøkelsesmetoder og sondering foran tunnel basert på nye borehullseismiske målemetoder i og mellom borehull fra overflaten eller fra tunnel.

Metoden har foreløpig liten internasjonal utbredelse ved prosjektering og driving av tunneler. NGI ser dette som en utfordring og vil gjennom norske og nordiske samarbeidspartnere presentere borehullseismisk sondering som spesiell ingeniørgeologisk assistanse ved vanskelige tunnel prosjekter.

SUMMARY

The Norwegian Geotechnical Institute has recently completed several projects involving the use of engineering geophysics for probing ahead of the tunnel face for tunnel workings under difficult and unknown conditions.

Borehole reflection seismics and seismic tomography have been performed between boreholes and the seafloor in the case of a sub-sea tunnel, between boreholes and the tunnel face, and between pairs of probing boreholes ahead of the tunnel face. For weak limestone assessments, the geotomography method gives excellent information of heavily jointed and karstified rock masses.

The special probing device fits in boreholes 46 mm in diameter or larger.

TUNNELDRIFT I VANSKELIG ELLER UKJENT BERG - BEDRE KONTROLL PÅ GRUNNFORHOLDENE KAN REDUSERE KOSTNADENE OG HINDRE OVERRASKELSER

Geofysikk er et nødvendig og verdifullt hjelpemiddel ved forundersøkelser for undersjøiske tunneler. Refraksjonsseismikk benyttes for trasévalg og akustisk profilering for innsamling av ytterligere informasjon om grunnforholdene.

Imidlertid gir slike metoder ikke alltid detaljinformasjon om fjellkvaliteten i dypåler, posisjon og utstrekning av forkastninger og sprekkesoner eller registrering av lokale, tildels betydelige variasjoner i fjelloverdekning.

Etter å ha gjennomført ingeniørgeologisk kartlegging på land og akustisk profilering, kan ønsket om ytterligere kontroll på fjellforholdene fremdeles være avgjørende for den nøyaktige tunnelplassering, valg av sikringsmetoder, beredskap og beregning av de totale anleggskostnader. Det vil alltid være store besparelser forbundet med en mulig heving av traséen på grunn av kortere tunnel og mindre stigning.

For den planlagte Hitra-Frøya tunnelen opplyser vegkontoret at besparelsen er 1 million kroner pr. meter hevet tunnel. For Fjellinjen under Oslo er meterprisen for fjelltunnelen oppgitt til ca. kr 275.000. En heving av tunnelen med 0,05 meter svarer teoretisk til ca. 2 meter kortere tunnel, eller en besparelse på 0,5 mill.

For Hvalertunnelen og fjordkryssingsprosjektet i Maursund opererer også vegkontorene med en besparelse på ca. 1 mill. kroner pr. meter hevet tunnel.

Selv om eksemplene overfor ikke er eksakte og ikke tar hensyn til mulige variasjoner i tunnelens stigning, viser de tydelig hvilke kostnader som er forbunnet med det endelige trasévalg.

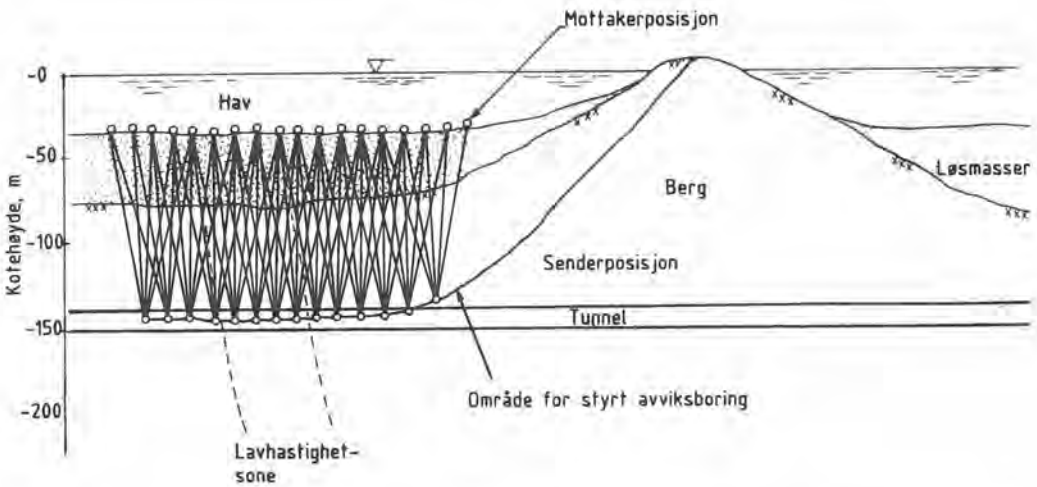
Denne artikkelen er ikke ment som et innlegg i diskusjonen omkring fordeler, ulemper og følger av å minimere fjelloverdekningen ved undersjøiske tunneler. Hensikten er å orientere om metoder som gir bedre kontroll på fjellforholdene uansett tunnelens dybdebeliggenhet.

I det etterfølgende beskrives to nye geofysiske metoder:

Akustisk sjøbunnstomografi for undersøkelse av dypåler og valg av endelig beliggenhet og sondering foran tunnelstuffen under driving.

AKUSTISK SJØBUNNSTOMOGRAFI - UTNYTTER DET BESTE I STYRT BORING OG SEISMISK TOMOGRAFI

NGIs nyutviklede metode for borehullsseismikk utført fra et styrt eller et konvensjonelt boret hull, vil gi svært detaljrike opplysninger om grunnforholdene. Metoden er vist på figur 1. Området mellom borehullet og sjøbunnen kan undersøkes på samme måte som man i legevitenskapen undersøker indre organer i det menneskelige legemet, med såkalt seismisk tomografi (medisinsk: røntgen tomografi).



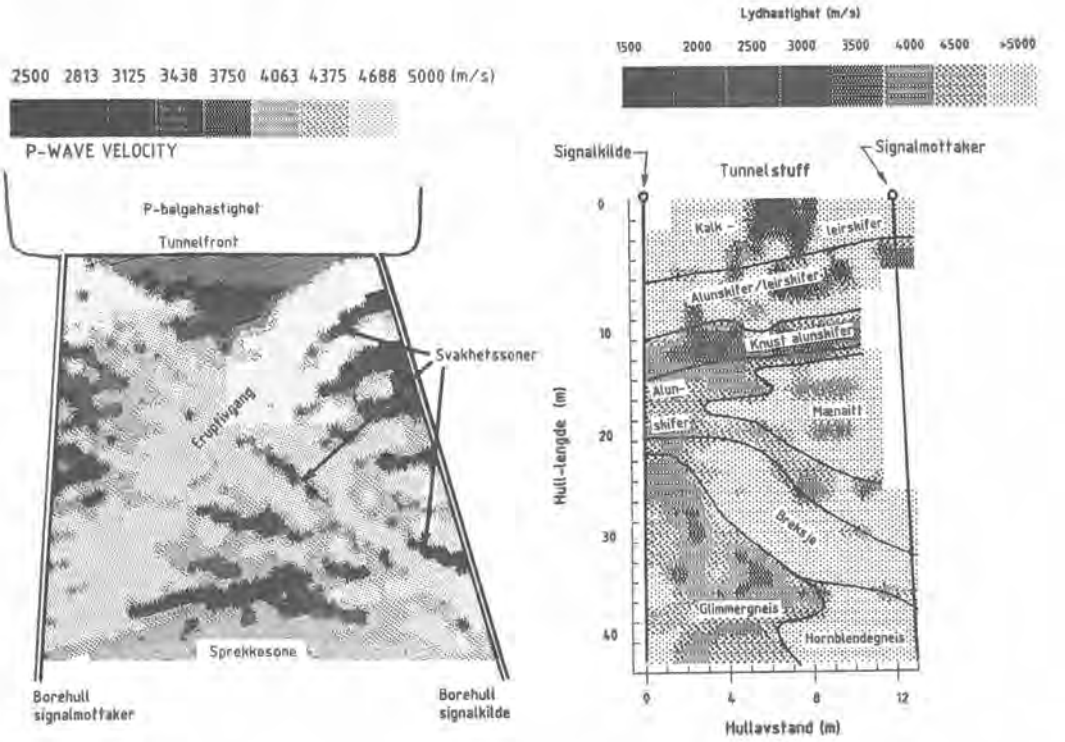
Figur 1. Akustisk sjøbunnstomografi mellom styrt borehull og havbunnen gir sikker beskrivelse av dypåler o.l.

NGI har benyttet metoden i ca. 15 prosjekter der det har vært behov for å "gjennomlyse" berg- og jordmasser og andre materialer.

Oppgavene spenner fra kvistpåvisning i tømmer til undersøkelse av store områder i kraftutbyggingssammenheng, NGI (1986), (1988), (1988a), (1989), By (1988).

Borehullseismikk kan også utføres mellom to eller flere hull fra overflaten eller fra flåte. Metoden vil gi sikre opplysninger om horisontale strukturer som ofte representerer ubehagelige overraskelser ved tunneldrivingen og som vanskelig lar seg påvise ved andre metoder.

Figur 2 viser et eksempel på seismisk tomografi fra Fjellinjen, der lavhastighetssoner er markert med mørke kontraster mot de lysere områdene som har høyere lydhastighet. De mørke sonene representerer mænaittganger med oppsprukne, vannførende leirslepper og oppsprukket leirskifer. Lyse soner er kryssende eruptivganger.

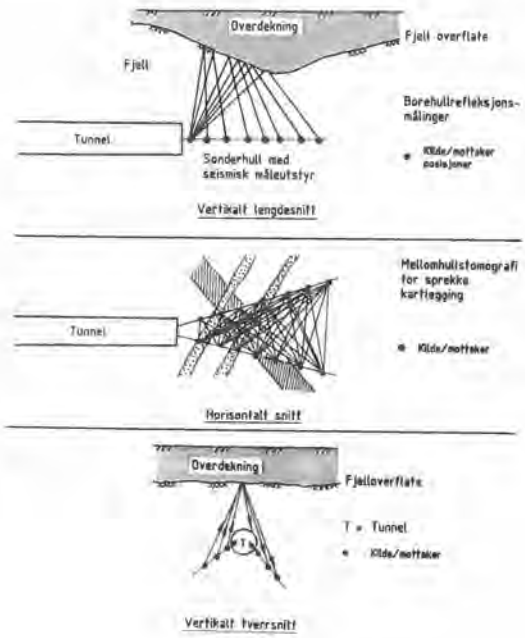


Figur 2 Tomografiske kontrastplott gir sikre opplysninger om variasjoner i fjellkvaliteten foran tunnelstuffen. Eksemplene viser horisontale plott foran tunnelstuffen . Målingene er utført mellom sonderborehull.

Styrt boring og seismisk tomografi er et undersøkelseskonsept med stort potensiale.

Den spesielle målekabelen som legges ut på havbunnen kan registrere signalene fra en seismisk tenner (1 gr. sprengstoff) som avfyres opptil 100 m nede i havbunnen. Nye kontinuerlig kilder for anvendelse i lange borehull er utviklet og tatt i bruk. Ved å sende 20-30 slike signaler opp til 24 lytteposter på havbunnen skaper dette et lydbildemønster dannet av opptil 600 registreringer, hver bestående av 2000 datapunkter. Disse registreringene behandles med beregning av lydhastighet og dempning i berg- og jordelementer med utstrekning på 2x2 meter.

Figur 1 viser metoden slik den anvendes av NGI i samarbeid med Devico A/S på Maursundkryssingen i Troms. Undersøkelsen utføres i oktober/november 1989 for Troms Vegkontor. Samlet pris for den geofysiske delen ved slike undersøkelser er 250-300.000 kroner. Borehullet kommer i tillegg.



Figur 3. Prinsipper for geofysisk sondering foran tunnelstuffen. Måleutstyr plasseres i sonderborehull på stuff for kontroll på overdekning og beskrivelse av geologiske forhold.

Borehullseismisk sondering foran tunnelstuffen vil gi en nøyaktig kartlegging av fjelloverdekningen og lokalisering av spesielt vanskelige partier ved kryssing av forkastninger, sprekkesoner o.l. Metoden, som er utviklet ved NGI, er anvendt på Fjellinjen og Hvalertunnelen og vil bli benyttet i Maursundet høsten 1989.

GEOFYSISK SONDERING GIR ØKT UTNYTTELSE AV SONDERHULL PÅ STUFF

Når tunneltraséen er endelig valgt og drivingen har startet, vil man i en "på stuff-situasjon" måtte forholde seg til områder med usikker overdekning og vanskelige soner med åpne sprekker eller leirholdige partier. Ved passering av slike soner er det viktig å kjenne til hvor i sonen man kan forvente de største problemene med mulige ras og store lekkasjer.

I søkk og dypåler vil akustisk profilering kunne gi for stor antatt fjell-overdekning, spesielt der mektigheten av løsmasser er betydelig. Fjellkontrollboringer fra fláte kan da være nødvendig. Dette er normalt en svært kostbar operasjon.

I slike situasjoner representerer borehullseismisk sondering foran tunnelstuffen et meget verdifullt supplement til den rene sonderboring. Ved å plassere seismisk måleutstyr i 30-80 m lange borehull foran stuffen, kan området langs traséen og mellom traséen og havbunnen "gjennomlyses" og avsøkes med lydbølger for å kartlegge den nøyaktige fjelloverdekning og spesielle, vanskelige partier i sonen. Teknikken er utviklet ved NGI og prøvd ut på Fjellinjen i et spesielt vanskelig område.

På Hvalertunnelen ble området mellom et 75 m langt hull på stuff og havbunnen "gjennomlyst" med akustiske bølger for bedre beskrivelse av dypålens utstrekning.

Figur 3 viser prinsippene for borehullseismisk sondering foran tunnelstuffen. Målingene kan gjennomføres raskt for å unngå å hindre framdriften unødig. Datainnsamling vil normalt ta 12 timer, med tilsvarende tid for den første analyse av signalene. Ved god planlegging av framdriften og koordinering av stopp for vedlikehold o.l. er det mulig å legge inn geofysisk sondering uten at dette forstyrrer entreprenøren vesentlig.

Spørsmålet om nøyaktighet og oppløsning bør alltid stilles ved valg av undersøkelsesmetode. Lang erfaring og verifikasjon fra utførte prosjekter har vist at feilmarginen ved tolking av de tomografiske plottene er 1-2% av avstanden mellom sender og mottaker. Dette er riktignok frekvensavhengig. Ved undersøkelse i løsmasser med frekvenser ned mot 1/10 av frekvensene i berg, vil unøyaktigheten kunne øke til 5% av avstanden.

NYE FORSONDERINGSMETODER - "TUNNELSONAREN", UTOPI ELLER VIRKELIGHET?

Akustisk sjøbunnstomografi og geofysisk sondering foran tunnelstuffen er tidkrevende og forutsetter boring av hull som senere normalt må avviksmåles i hele sin lengde.

Byggherrer og entreprenører ønsker en rask metode der driftsforstyrrelsene reduseres til et minimum.

NGI er i ferd med å starte opp et prosjekt for utvikling av såkalte MWD-teknikker på stuff. (MWD = Measurement while Drilling, fra offshore vokabularet).

NGI benytter arbeidsnavnet "tunnelsonaren" på dette nye konseptet. Tunnelsonaren skal spesielt tilpasses fullprofilborede tunneler, men skal også brukes der boring og sprengning utføres på konvensjonell måte.

Metoden utnytter enten en passiv eller aktiv signalkilde. Den passive metoden utnytter signaleffekten i borehodet. Den aktive sonaren er en signalkilde som plasseres på eller like bak tunnelstuffen.

Instrumentering for signalregistrering skjer i meget korte borehull bak tunnelboremaskinen eller uten borehull i det hele tatt.

NGI samarbeider med Vibrometric OY, Finland, om dette utviklingsarbeidet. Samtidig utfører NGI for SKANSKA AB et utredningsarbeid om nye forsonderingsmetoder.

I NTNF-programmet "Tunneler og Undergrunnsanlegg" arbeider NGI med delprosjekt "Geofysisk sondering" som er en del av prosjektet "Forundersøkelser". NGI samarbeider med SINTEF - Avd. for Bergteknikk.

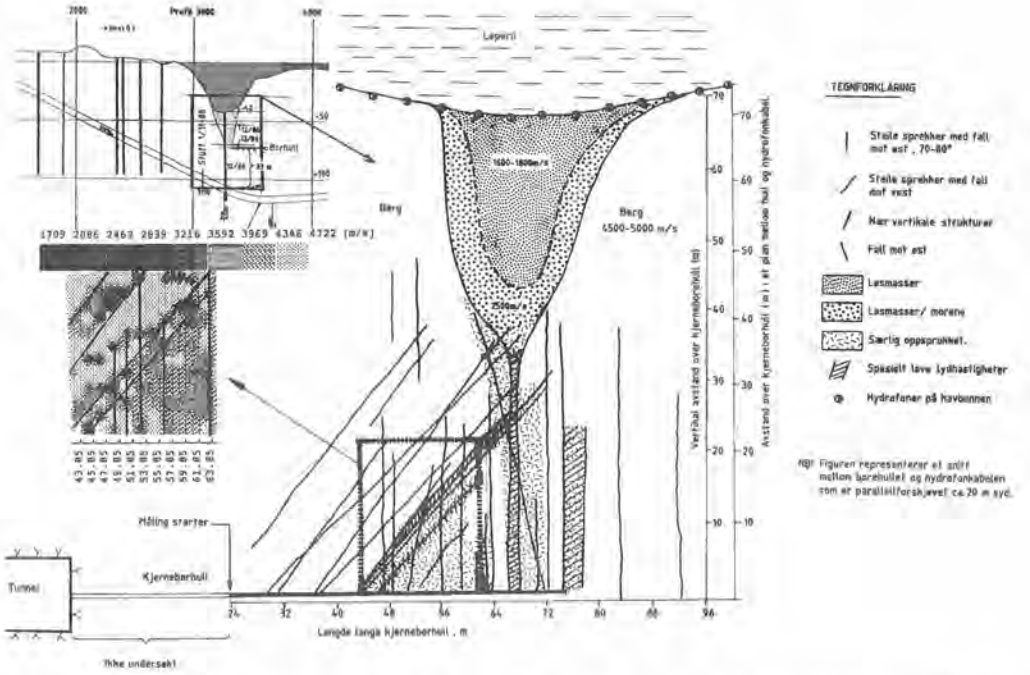
KONKLUSJON

Ingeniørgeofysikk er etablert som et verdifullt supplement til andre forundersøkelsesmetoder. For å få full glede av metoden, er det viktig at alle opplysninger om grunnforholdene er tilgjengelig for geofysikeren på et tidlig stadium. Mulig anvendelse av seismisk tomografi i forundersøkelsesfasen for kartlegging av horisontale strukturer og utstrekningen av svakhetssoner, bør avklares tidlig i prosjekteringsarbeidet. Dette reduserer kostnadene ved at man unngår unødig omfattende kjerneboring.

Borehullseismisk sondering foran tunnel bør som tidligere nevnt innpasses i entreprenørens rutiner. Slik sondering kan være planlagt utført ved passering av spesielle soner eller bli aktuelt på kort varsel ved uforutsett påboring av problemområder. Figur 4 viser resultater av en undersøkelse på Hvalertunnelen. Dypålens utstrekning og tunnelens minste fjelloverdekning ble kartlagt.

For øyeblikket er det flere aktuelle prosjekter, der bruk av geofysisk sondering foran tunnelstuffen og seismisk tomografi mellom borehull og overflaten trolig kan gi verdifull informasjon.

Måling under boring er svært aktuelt for posisjonering og bergmassebeskrivelse ved boring av ilandføringstunneler. Borestøyen registreres kontinuerlig og kan gi viktige opplysninger for det videre arbeid.



Figur 4. På Hvalertunnelen ble prosjektet "Akustisk sjøbunnstomografi og borehullseismisk sondering foran stuff" gjennomført primært for bedre kontroll av fjelloverdekningen ved kryssing av hovedforkastningssonen. Videre var det et ønske om å undersøke hovedsvakhetssonens bredde ved kryssing av tunnelaksen og eventuelt å registrere ytterligere svakhetssoner lenger foran stuffen.

Figuren viser tolkningen av det tomografiske kontrastplottet mellom det lange borehullet på stuff og havbunnen.

REFERANSER

BY, T.L. (1988) Karst cavity detection by means of seismic tomography to help assess possible dam site in limestone terrain. Rock Mechanics and Power Plants, Balkema, Rotterdam 1988.

NGI (1986) Mellomhullseismikk for å undersøke dyprenne under Rådhusplassen. Oppdragsrapport for Oslo Veivesen,85614-8, 85614-10.

NGI (1988) Beskrivelse av dyprenne under Rådhusplassen på grunnlag av kjerneboring, borehullsrefleksjonsseismikk og geotomografi. Oppdragsrapport for Oslo Veivesen, 881075-1.

NGI (1988a) Hvalertunnelen - Akustisk sjøbunnstomografi og borehullseismisk sondering foran stuff. Oppdragsrapport for Østfold Vegkontor, 881088-2.

NGI (1989) Mønsted skole. Foreløpig rapport fra geofysiske undersøkelser. Oppdragsrapport Danmarks Geotekniske Institutt, 891020-1.

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1989

AKER BRYGGE II - FANGDAMFUNDAMENT

ROCK TREATMENT FOR FOUNDATION FOR COFFERDAM

Siv.ing. Walter Hoffmann, A/S GEOTEAM

SAMMENDRAG

Bebygget areal på Aker Brygge II i Oslo er ca 22 mål, og byggegropa skulle overalt ned til kote -8.74. Terrenget lå på kote 2.2. Byggegropas ene side lå direkte ut mot sjøen. Byggegropsbegrensningen ble på mesteparten av strekningen mot sjøen konstruert som en betongfangdam av 2 m tykkelse som ble sikret mot velting ved store forspente ankere ned i fjell på dammens vannside. Betongdammen står på en steil fjellflate med fall ut i sjøen. Byggegropa ble sprengt ut umiddelbart på luftsiden av dammen som derfor ble stående på en meget smal fjellstabbe av varierende høyde langs dammen. Fjellet var vanlig Osloskifer der lagdelingsflatene var meget markerte med strøk parallelt med dammen og med fall 41° innover i byggegropa. Med de belastninger og forutsetninger som ble lagt til grunn, måtte det foretas spesielle tiltak for å gjøre fangdamfundamentet stabilt. På grunn av geometriske forhold lot det seg ikke gjøre å plassere tradisjonelle bolter. Det ble derfor introdusert ekstra normalkrefter på sprekkeplanene, disse økte i sin tur friksjonskreftene på sprekkeplanen. De ekstra normalkreftene ble innført med forspente kabelstag. De ble forsynt med fri forankringslengde over lavest mulige glideplan, og med forankringssonen godt under dette planet. Beregningsgangen for dimensjonering av de forspente ankerne er vist.

SUMMARY

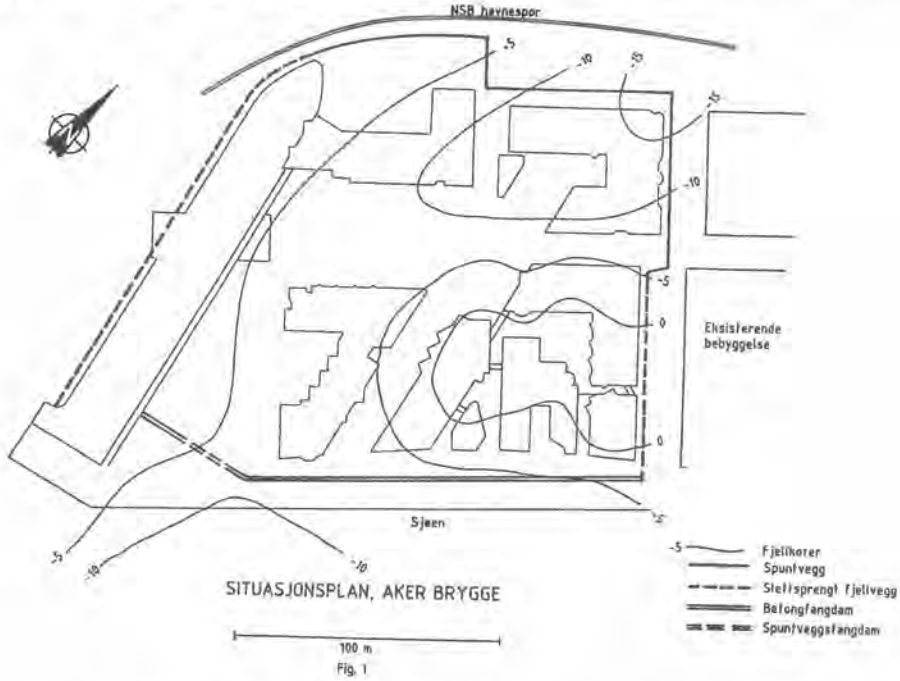
The new block in Oslo Aker Brygge II covers an area of 22000 m^3, at one side the site has the sea as border. The surface is located at level +2.2. The final excavation level is at -8.74. The site was separated from the sea by means of a cofferdam. The major part of this cofferdam cosists of a 2 m thick concrete wall fixed against overturn by prestressed anchors into bedrock through the waterside of the wall. The concrete wall was founded on bedrock which is a clayey limeshale. The layering surfaces are close to plane and have a strike parallel to the dam axis, and a fall inthe direction into the construction site of 41°. Blasting was to take place immediately on the air side of the dam, thus the rock left for the dam foundation had a very narrow and

tall shape. The foundation of the dam was not stable whithout extra precautions. Due to geometrical conditions it was not possible to arrange common rock bolts. The friction forces on the potensial sliding planes were increased by introducing extra normal forces on the sliding plane. The extra normal forces were introduced by means of prestressed rock anchors with an unbonded part above the sliding plane and the anchor zone well below the sliding plane. The calculations for dimensioning the prestressed anchors are given.

KORT ORIENTERING OM BYGGEGROP FOR AKER BRYGGE II.

Bebyggelsen på Aker Brygge II dekker et område som tidligere var i bruk som verkstedbygninger, beddinger og dokker på det daværende Akers mek. Verksted omdøpt til Nyland Vest.

Hele området dekker et areal på ca. 22 mål, terreng ligger omtrent på kote +2, og over hele arealet skulle man ned på kote -8.74 som er u.k. bunnplate.



SITUASJONSPLAN, AKER BRYGGE

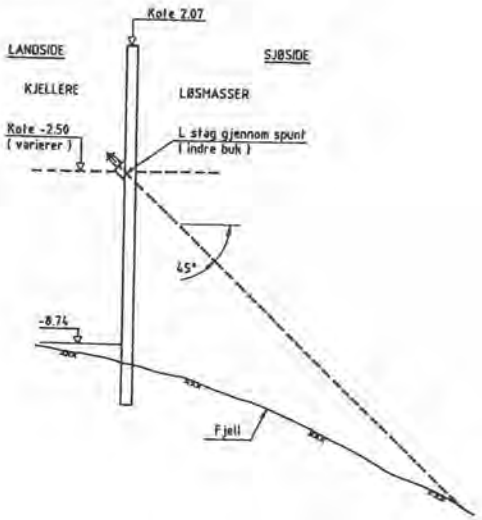
Fig. 1

Byggegropsbegrensningen fremgår av fig. 1. I nord og vest er det stort sett tradisjonelle stagforankrede spuntvegger. I sydvest ble vegg i bestående tørrdokk benyttet som den var, det var en ca. 11 m høy fjellvegg med endel sikringskonstruksjoner.

Langs sjøen var det nødvendig å konstruere en fangdam. Den bestod i hovedsak av to forskjellige konstruksjonstyper alt etter hvordan grunnforholdene var.

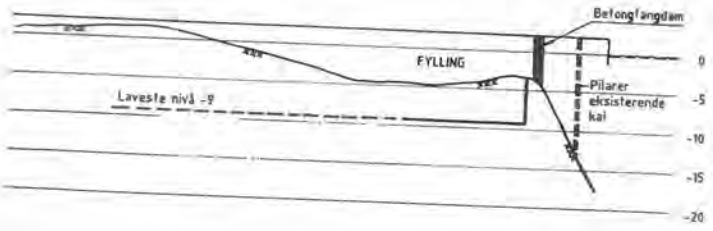
På en strekning der fjellet lå dypt og med overdekning av løsmasser, ble det satt opp en spuntvegg med forankringer på skrå ut og ned med en stagrad i toppen, fig. 2. Spuntveggen var rammet ned i fjell ved hjelp av "Rosenstockmetoden". Spunten var således innspent i fjell ved foten. "Rosenstockmetoden" som er patentert går ut på at det sprenges slik i fjell at det oppstår en sliss av nedknust materiale som det er mulig å ramme en spuntvegg ned i. Sprengningen skjer kort tid før ramming.

På den lengste del av strekningen ble det satt opp en betongfangdam, og det er fundamentet for denne som er foredragets egentlige tema. Det generelle snitt som viser fangdammens plassering fremgår av fig. 3.



FORANKRET SPUNT SOM FANGDAM

Fig. 2



GENERELL PLASSERING AV BETONGFANGDAM

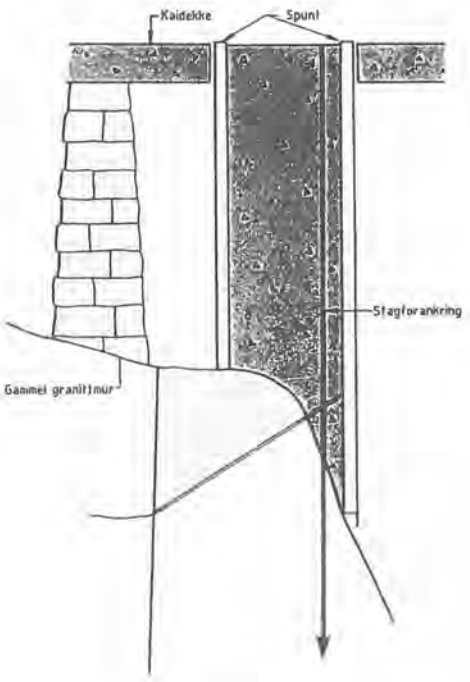
Fig 3

BETONGFANGDAM

Plasseringen av de tidligere kaier på Akers mek. Verksted ser ut til å være gitt ved at de ligger nær toppen av en fjellskrent som har en steil skråning utover og nedover i

sjøen. Skrenten er overdekket av bløt leire, og foten av skrenten ligger ved kote -35. Det er sannsynlig at skrenten er dannet som følge av en forkastning.

Fangdammen ble plassert mye ut fra praktiske hensyn. Det lå, og ligger, en forholdsvis ny kai på stedet der fangdammen er plassert. Dette er en pilarkai som i bakkant er begrenset av en gammel kaimur som er lagt opp på fjell og bygget opp av store granittblokker. Fangdammen ble plassert umiddelbart på sjøsiden av granittmuren. Situasjon og prinsipiell oppbygging er illustrert i snitt på fig. 4. Fangdammen ble bygget som en 2 m tykk massivdam på fjell. Det ble saget ut en sliss i kaidekket, og satt ned to spuntvegger som ble fordyblet til fjell gjennom rør påsveiset spunten på tradisjonelt vis. Løsmassene innenfor spuntveggene og betongarbeidene ble utf¢rt som undervannsarbeide.



HOVEDPRINSIPP BETONGFANGDAM

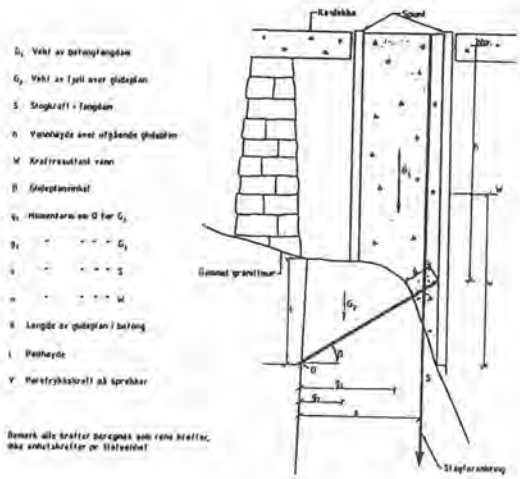
Fig. 4

Fangdammen står på en steil fjellflate med helning mot sjøsiden. I kontaktflaten mellom betong og fjell ble det boret inn en rekke bolter. For å ta vare på velting ble det satt ned forspente ankere på dammens vannside, med forankringssonen under prosjektert laveste kjeller i Aker Brygge II. Fjellet under fangdammen til et stykke under laveste kjellergulv ble injisert f¢r forspenning av ankerne ble foretatt. Fjellet under fangdammen er Osloområdets vanlige kalk-leirskifer. Enkelte eruptivganger forekommer , og disse står tilnærmet normalt på fangdamaksen.

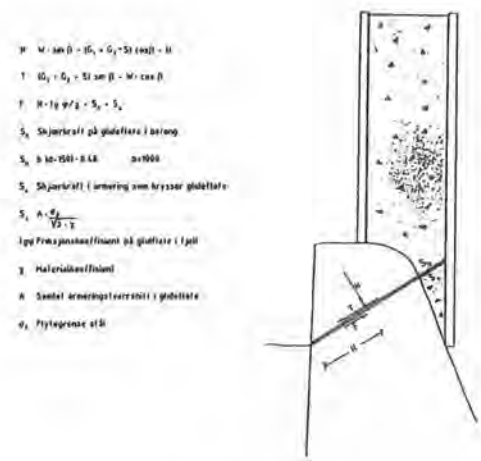
FANGDAMFUNDAMENT

Av figurene 3 og 4 fremgår det at situasjonen for fangdammen ser dristig ut allerede før sprengning med fundamentering på en steil fjellflate. Stabben som vil stå igjen som fjellfundament mellom sprengt flate på innsiden og bløte løsmasser på utsiden er ikke spesielt tykk. Det var ikke

gjort undersøkelser av ingeniørgeologisk/bergmekanisk art før sprengningsarbeidene inne i tomta tok til. Vi ble imidlertid forholdsvis tidlig klar over at skiferens lagdelingsflater var ganske markerte og med strøk praktisk talt parallell fangdamaksen. Fallet var 41° innover i byggegropa. Den situasjon vi da har fremgår av fig. 5 og 6. Her er også



BEREGNINGSMODELL DEL 1
YTRE KREFTER



BEREGNINGSMODELL DEL 2
BEREGNEDE KREFTER

geologisk begrunnet regnemodell og formelverk gitt. Drivende tangentialkraft på sprekkeplanet er større enn friksjons- og andre skjærkrefter på det samme planet, og vi har et stabilitetsproblem!

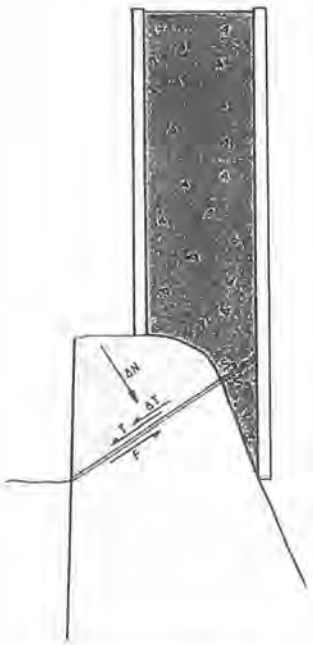
Arbeidet foregikk i totalentreprise med knappe tidsmarginer og detaljprosjektering foregikk bare kort tid før, eller endog under bygging. Fangdammen lå selvfølgelig på kritisk linje tidsmessig. Mange ideer ble fremmet for løsning av problemet, og flere ble forfulgt et stykke på vei. I det følgende gjennomgås bare den løsning som kom til utførelse.

På grunn av de geometriske forhold, smal fjellstabbe og ugunstig sprekkeretning, var det ikke mulig å tenke seg å få satt inn bolter som skulle ta det vesentlige av lastene på strekk. Praktisk plassering av tilstrekkelig stålareal ved å arrangere bolter på skjær syntes heller ikke mulig. En ide om å få mobilisert kunstige normalkrefter på sprekkeplanet

for derved å øke friksjonskreftene til en slik størrelse at sikkerhet mot glidning langs sprekkeplanet var tifredsstillende, ble lansert og satt ut i livet.

Beregningsmodellen fra figurene 5 og 6 ble videreført som vist i fig. 7. Vi fikk frem den normalkraft som det var nødvendig å introdusere på sprekkeplanet for å få mobilisert tilstrekkelig friksjon. Normalkraften ble introdusert ved forspente ankere med retning normalt på sprekkeflaten, med fri forankringslengde forbi det sprekkeplan som starter ved overgangen mellom utsprengt vegg og laveste sprengningsplanum inne i byggegropa. Innstøpt forankring ligger under dette nivå.

De formlene som er gitt på figurene er greie. Det var imidlertid mange forskjellige situasjoner som skulle undersøkes. Nivået på overgangen mellom betong i fangdammen og fjellet under varierte, det var også stor variasjon i helning av den fjellflate som fangdammen stod på. Dette har innvirkning på størrelsen av den medvirkende betongsonen av fangdammen. Helningen på den kritiske sprekkeflaten i fangdamfundamentet ble målt en rekke steder og viste seg å ligge innenfor så snevre grenser at vi betraktet denne vinkelen som en konstant. Vinkelen ble målt både med vanlig ingeniørgeologkompass, og ved at det med landmålerutstyr ble målt inn en rekke punkter i blottlagte sprekkeflater lenger inn i bygegropa. Plan som på denne måte ble bestemt av tre og tre punkter hadde alle samme strøk og fall.



Dersom T > F trengs stabiliserende tiltrek

$\Delta T = T - F = \Delta N \operatorname{tg} \varphi / \gamma$

$\Delta N = \frac{T - F}{\operatorname{tg} \varphi / \gamma}$

ΔN Nødvendig stagkraft

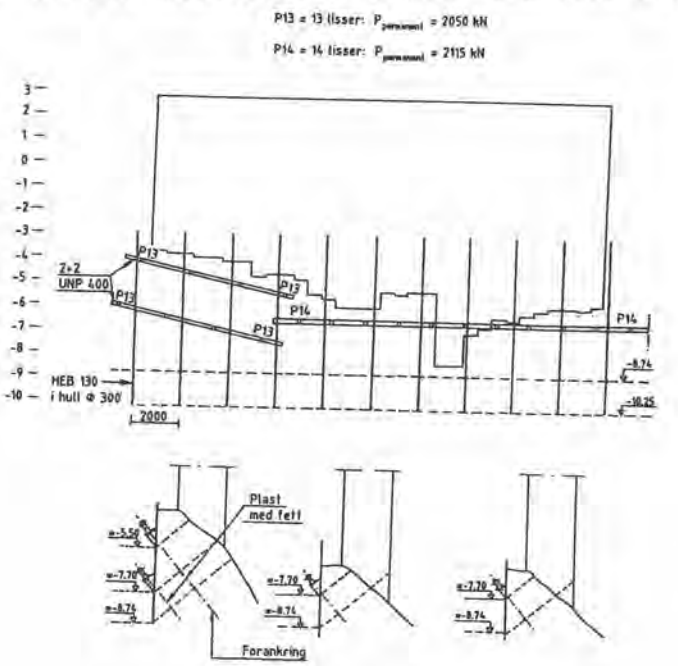
BEREGNINGSMODELL DEL 3
NØDVENDIG STAGKRAFT

Fig. 7

I tillegg til forskjellig belastningssitusasjon i de mange forskjellige geometriske snitt, mente vi at innflytelse av en variasjon i skjærstyrkeparametere burde analyseres. I tråd med vanlig praksis i bergmekanikk ble det sett bort fra atraksjon (kohesjon). Friksjon vil være avhengig blant annet av belegg og tykkelse av belegg på sprekkeflatene samt av avvik fra et matematisk plan i sprekkeflatens form. Tre forskjellige friksjonsverdier ble undersøkt. Situasjonen ble også undersøkt ved forskjellige sprengningsnivåer på innsiden av fangdammen. Det vil fremgå at det var et stort antall regnestykker som skulle gjennomføres på identisk samme formelapparat, men med stadig nye tallverdier. Dette er det meget hensiktsmessig å gjøre på en PC ved hjelp av regneark.

PRAKTISK UTFØRELSE

På fig. 8 er forsøkt illustrert hvordan stagene for påføring av normalkraft på glideflatene ble utført. Det ble anvendt en lignende konstruksjon som til vanlig benyttes på spuntvegger. Som opplegg for putene ble det benyttet HEB 180 som ble satt i forborede hull med diameter 300 mm. Mellom



GJENNOMFØRING AV ØKTE NORMALKREFTER PÅ GLIDEPLAN

Fig. 8

putene og fjell ble det foretatt en kontaktstøp der nødvendig forskalling ble utført i strekkmetall. Detaljert oppbygging av hvert enkelt stag med antall liner ble oppgitt. Fig. 8 viser en forenklet arbeidstegning for seksjon 4 av fangdammen. Det var ialt 8 seksjoner. Ankerkreftene varierte fra 1090 kN (7 liner) til 2580 kN (17 liner). Dette er permanente laster, alle ankere ble i forbindelse med monteringen prøvestrammet til 1.2 gange permanent last og deretter etterlatt ved pemanent last. Det ble ikke tatt hensyn til låsetap eller andre forspenningstap som f. eks. fra en tidsforsinkelse i deformasjon (krypfenomener i bergarten e.l.) i forhold til lastpåføring. Det hårdest påkjente snitt i fangdammen lå et sted der fangdammen var forholdsvis høy, og hvor fundamentflaten var praktisk talt horisontal. Dette førte til at kritisk glideflate gikk under betongfangdammen, uten å skjære gjennom denne og det kunne derfor ikke trekkes på skjærkraftandel i betongen.

Utførende entreprenør: Selmer Furuholmen.
Underentreprenør: Entreprenørservice A/S.
Rådgiver byggeteknikk: Ing. Bonde & Co.

Det var et samarbeide mellom de nevnte parter og oss (A/S GEOTEAM) som ledet til det resultat som er beskrevet ovenfor. Foredraget ble innledet med et pikant billede, fra stormfloden på Oslo havn 16. oktober 1987. (Fotografiet ikke gjengitt i kompendiet.) Fangdammen bestod prøven i uværet. Omstendighetene ble som vanlig unødig dramatisert i massemediene.

FJELLINJEN, BERGMEKANISKE VURDERINGER FOR KRYSSING AV DYPRENNA

CROSSING OF THE MAIN SHEAR ZONE IN THE "FJELLINJEN" TWIN TUBE HIGHWAY TUNNEL, ROCK MECHANIC EVALUATIONS

Sivilingeniør Knut Garshol
Dr.ing. O. T. Blindheim

SAMMENDRAG

Fjellinjen består av 2 parallelle tunnelløp med hver ca. 100 m² tverrsnitt. Senteravstanden mellom løpene er 27,5 m. Under ca. 30 m leire og sand/grus, er det en isgravd renne i fjelltopografien (Dyprenna) langs en regional forkastning.

Svakhetssonen er i praksis 20 - 25 m bred langs tunnelaksen, med en sentral del som består av en jordaktig masse som er meget sensitiv for vann. Under disse forholdene er minste overdekning i nordre løp 6,5 m og i søndre løp 4,8 m.

I nordre løp er det valgt å drive gjennom sonen med forinjeksjon, forbolter med 3 ganger overlapp, pilottunnel i toppen (2 m lange salver) med sidetak og bunnstross, stålfiberarmert sprøyte-betong, radielle bolter og sprøytede armerte ribber.

Nøkkelen til en sikker gjennomføring etter denne metoden lå i å sikre at sonematerialet ikke ble utsatt for vannlekkasjer.

I søndre løp var det planlagt å benytte samme metode, men større sonebredde, vanskeligere forhold for injeksjon og ikke minst overdekning på bare 4,8 m førte til bruk av frysing som midlertidig vannsikring og stabilisering. Det ble valgt frysing i hestesko og 2m tykkelse til -15°C.

Etter innfrysing gikk utdriving på fullt tverrsnitt og 3,0 m salvelengde. Sprøytebetong med stålfiber i heng og stuff ble påført umiddelbart etter salve. I kritisk område ble stuffen boltet med glassfiberbolter. Full utstøpning for hver salve med stålfiberarmert betong i 65 cm tykkelse ble valgt som permanent sikring.

I nordre løp ble stabilitetssikringen basert på POT (Prognose,

Observasjon og Tilpasning), i noen land kalt NATM. Sikringsbehovet ble kalkulert med enkle metoder, deformasjonene kontrollert under driving og lokale justeringer av sikringen foretatt etterhvert. Stabilitet ble konstatert ved hjelp av tid/deformasjons-kurver.

I søndre løp ble det også målt deformasjoner i utført støp, men det var ikke mulig å følge dette programmet til frostsonen var tint. Dimensjoneringen av sikringsstøpen måtte derfor være endelig allerede på prognose-stadiet. Bruken av stålfiber i betongen er begrunnet i dette forhold, da skjevbelastninger og momenter i hvelvet vanskelig lar seg kvantifisere nøyaktig.

Begge metodene ble gjennomført som planlagt uten nevneverdige problemer. Fryseløsningen er totalt sett dobbelt så kostbar som metoden i nordre løp, med alle aktiviteter summert.

SUMMARY

Fjellinjen is a twin tube highway tunnel project in the center of Oslo city. Each tunnel tube has a cross section of about 100 m² at a center line distance of 27.5 m. Below about 30 m of marine clay and sand deposits, there is a depression in the rock surface. This is excavated along a regional fault by ice movement.

The shear zone is 20 - 25 m wide along the tunnel axis and the central part consist of an earth like material that is water sensitive. The minimum rock cover is 6.5 m in the northern tube and 4.8 m in the southern tube.

The solution chosen in the northern tube consists of pregrouting, spiling with threefold overlap, top heading pilot tunnel with side drifts (round length 2.0 m) and a bottom bench. After the round came steel fiber reinforced shotcrete (100 mm), radial rock bolts and reinforced shotcrete ribs.

The key element in a successful use of this method was water leakage control. We could not allow the shear zone gauge to receive water, without risking loss of control.

The planning comprised the same method for the southern tube. We changed this to deep freezing for temporary support. The reason was a wider shear zone, more complicated conditions for a complete grouting and 4.8 m rock cover only. The frost zone was full horse shoe, 2.0 m thick at -15° C and about 2000 m³.

Blasting and excavation was full cross section at 3.0 m round length. After each round, a concrete lining was poured. The concrete was steel fibre reinforced at a total thickness of 650 mm.

The rock support method for the northern tube followed the Observational Method (more often named NATM). We estimated the necessary support by simple methods, controlled the results by deformation measurement during the excavation period and performed some minor adjustments locally. The curves of deformation versus time were our final proof of stability.

We also used deformation measurements in the southern tube. Here we could not carry on measuring until the frost zone was melted. The pouring of an inner concrete lining followedtoo early. The support design therefore had to meet the requirements of a permanent lining. This is the reason for the use of steel fibres, to take care of uncertain bending moments in the lining.

Both methods worked very well without any significant problems. When we compare the total costs, the freezing method in the southern tube cost 2 times the amount of the northern tube solution.

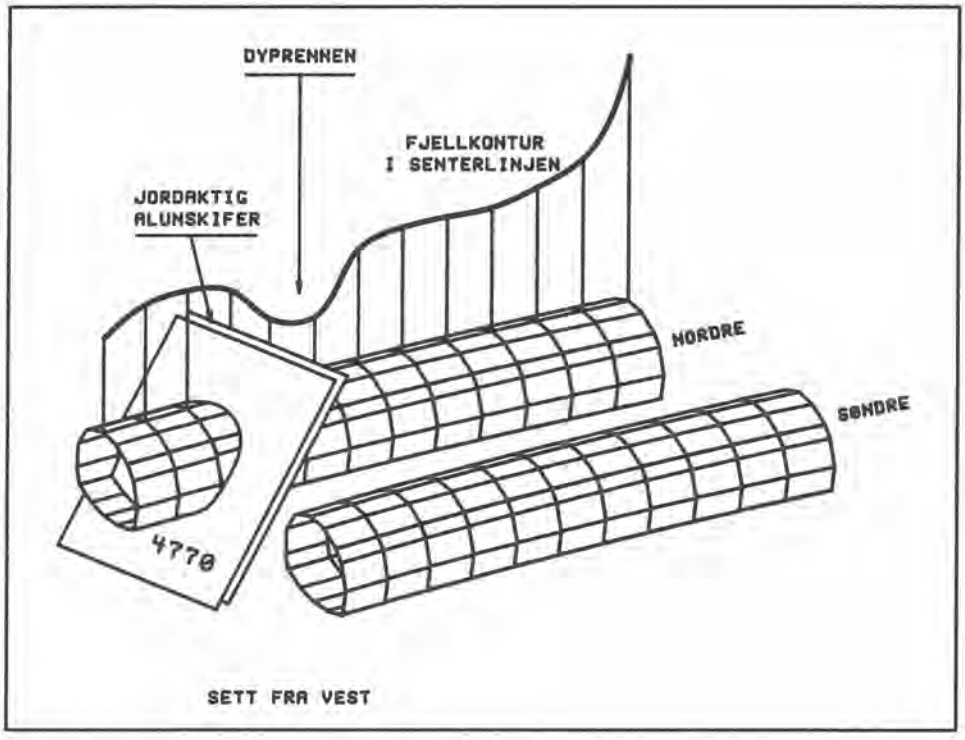
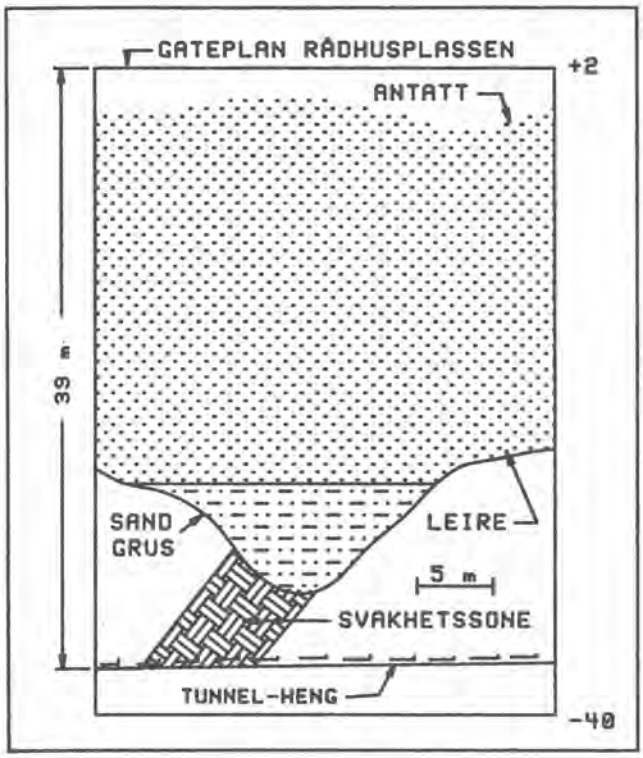


Fig. 1. Perspektivtegning oversikt.

INNLEDNING

Fjellinjen har tidligere vært tema for flere foredrag ved høstkonferansene, senest i to innlegg ved årets fjellsprengningskonferanse. For generell oversikt og spesielle anleggstekniske momenter ved driving gjennom svakhetssonen under Rådhusplassen, vises det til disse fordragene.

Svakhetssonen som kalles Dyprenna, er den østlige hovedforkastningen mellom Oslofeltet og omliggende grunnfjell. Navnet har sonen fått etter den forsenkning i fjelloverflaten, som isen har gravet ut langs sonens utgående. Fordypningen i fjelloverflaten, bestemmer hvor minste overdekning opptrer i tunnelen. Navnet benyttes bare lokalt i forbindelse med Fjellinjen. Se fig. 1.



Under Rådhusplassen er det marine sedimenter oppå fjellet. Se fig. 2. Over tunneltraseen er det 5-10 m grus og sand og 20 til 25 m leire, målt i Dyprenna. Samtidig er minste fjelloverdekning 5 til 6,5 m avhengig av tunnelløp. Tunneltaket ligger ca. 37 m

Fig. 2. Målskisse vertikalsnitt

under havnivå og horisontal avstand ut til havnebassenget er på det minste ca. 30 m. De siste tallene gjelder søndre tunnelløp der dette krysses av Dyprenna.

Den kritiske delen av svakhetssonen består av en sterkt omvandlet alunskifer, som med god grunn har fått navnet "Jordaktig alunskifer". Massen kan lett graves med gravemaskin. Tykkelsen av denne sonen målt langs tunneltraseen varierer mellom 4 og 10 m.

Dr.ing. O. T. Blindheim fikk ansvaret for å utforme drivemetode og opplegg for sikring gjennom Dyprenna, samt å følge opp gjennomføringen av arbeidet. Det hele har foregått i nært samarbeide med byggherre og entreprenør.

GENERELT

Beskrivelse av "jordaktig alunskifer"

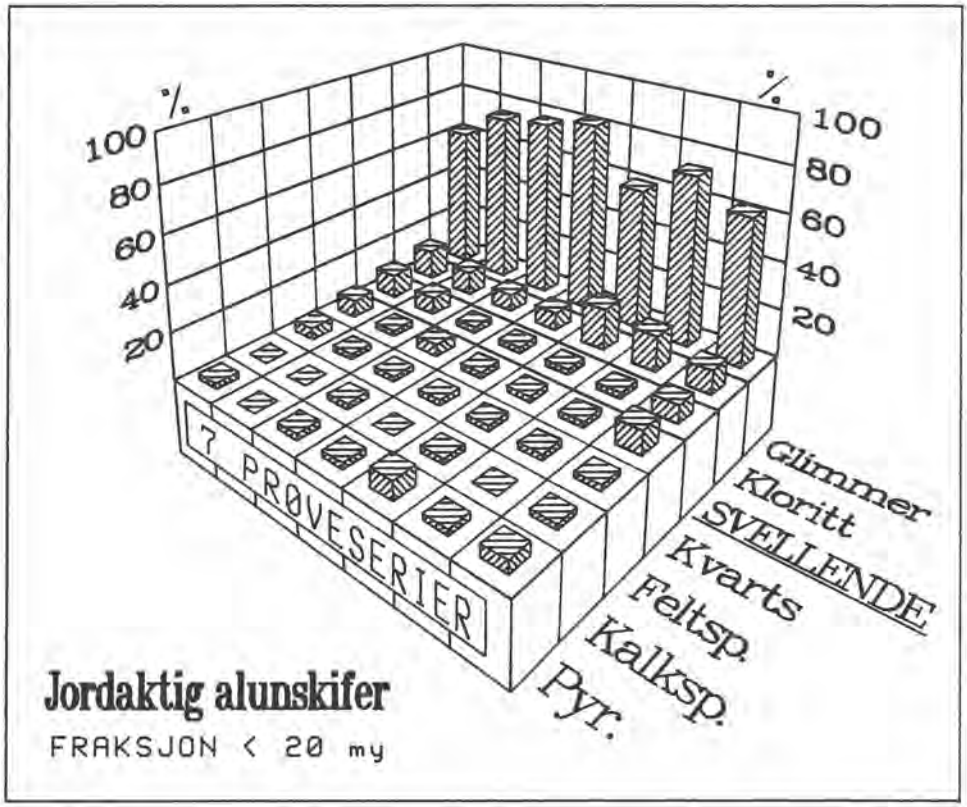


Fig. 3. Mineralogisk sammensetning av jordaktig alunskifer

Den mineralogiske sammensetning av jordaktig alunskifer er vist i fig. 3.

Sonen består mest av leirmineraler og oppfører seg som en godt pakket leirrik jordart. Andelen svellende mineraler er mindre enn 10%. Det er en tydelig kohesiv masse, da lange borkjerner kunne tas opp forutsatt forsiktig boring.

Hvis materialet får tørke ut ved romtemperatur og deretter blir tilført vann, skjer det en dramatisk dekomponering til slam i løpet av sekunder.

En lignende test utført på en godt knytteneve-stor prøve med naturlig vanninnhold, oppførte seg litt forskjellig. Prøven ble lagt i ca. 10 mm vann i en tallerken og det tok da ca. 90 minutter før den var gått over til slam.

Gjennomsnitlig vanninnhold er målt til 7,1% med maksimalverdi 14,5%.

Enaksiell trykkfasthet målt på sonematerialet er 0,32 MPa. Dette kan sammenlignes med en overkonsolidert leire.

Den omvandlede og jordaktige alunskiferen i den sentrale del av forkastningssonen er altså en godt pakket, meget svak bergart, med god kohesjon. Samtidig må det noteres at materialet er meget sensitivt for vann. Ved tilførsel av vann dekomponerer massen fullstendig på kort tid.

Beskrivelse av sidefjellet i svakhetssonen

I tillegg til den sentrale jordaktige sonen, er berget sterkt oppsprukket i et overgangsparti på begge sider av denne.

I den østlige flanken av forkastningen er det breksje, menaitt og glimmergneis. I vest er det alunskifer, noe menaitt og lengst vest leirskifer. Inklusive disse overgangs-sonene med sterkt oppknuste bergarter, er svakhetssonen 20 til 25 m bred regnet langs tunnelaksen. Da forkastningen faller ca. 45° mot vest, er mektigheten av sonen mellom 14 og 18 m.

Vesentlig for stabiliteten er det at oppsprukket alunskifer ligger inntil den jordaktige sonen på begge sider. Inneklemte linser av menaitt og breksje bidrar til en større indre friksjon og større stivhet i sonen. Videre virker breksje og gneis i øst og noe fastere leirskifer i vest til å gi sonen en viss innspenning.

Alunskiferen i sonen er oppsprukket i cm-skala og er gjennomsatt av glidespeil og leirbelagte sprekker.

Enaksiell trykkfasthet målt på borkjerner i alunskiferen, gir gjennomsnitlig enaksiell trykkfasthet på 31,2 MPa basert på 13 målinger. Laveste verdi er 5,7 MPa.

Breksje, menaitt og glimmergneis kan regnes som harde bergarter med antatt trykkfasthet over 100 MPa. De eksakte verdier er ikke målt, men de betyr heller ikke noe for vurdering av stabiliteten i sonen. Det viktigste er at disse bergartene er oppsprukne og hvordan de opptrer geometrisk.

Bergtrykksforhold

Bergtrykket er målt på to steder øst for forkastningen, ved Akershus festning (Akershus-stranda).

Største hovedspenning er tilnærmet horisontal, står NS (parallelt forkastningen) og varierer mellom 1,0 og 2,3 MPa. Det er grunn til å anta at dette er en regional tektonisk horisontalspenning som overlagrer en teoretisk gravitativ horisontalspenning som ville være 0,1 MPa.

De to andre hovedspenningene er meget små og nær målenøyaktigheten for anvendt metode. Retningene er en horisontalt ØV og en vertikalspenning. Målestedene ligger bare 10-20 m under bakken.

Måleverdiene forteller lite direkte om hva man kan vente i tunnelnivå. En tolkning av geometrien tilsier at denne styres av forkastningen og stive bergarter i øst og relativt bløte bergarter i vest. Nær inntil forkastningen og i denne regnet fra vest, er det ikke grunn til å vente annet enn gravitativ vertikalspenning og maksimalt en like stor horisontalspenning. Med 38 m overdekning av fjell og løsmasser, skulle dette indikere et spenningsnivå i tunnelen nær 0,8 MPa.

Det er med andre ord antatt at den store tektoniske horisontalspenningen er avløst i sedimentene og i selve knusningssonen.

Vannforhold

Vanntapsmålinger i kjernehull fra dagen, viste lekkasjer i området 0-2 Lugeon, med lokale verdier helt oppe i 20 Lugeon. Se fig. 4. Den jordaktige alunskiferen var tett, noe som også er bekreftet ved målinger i laboratoriet. Tykkere lag av alunskifer ga svært små lekkasjer.

Sand- og gruslaget over fjell i Dyprenna har tildels høy permeabilitet. Dette bekreftes av full vannsprut ved gjennomboring til løsmassene fra stuff i tunnelen.

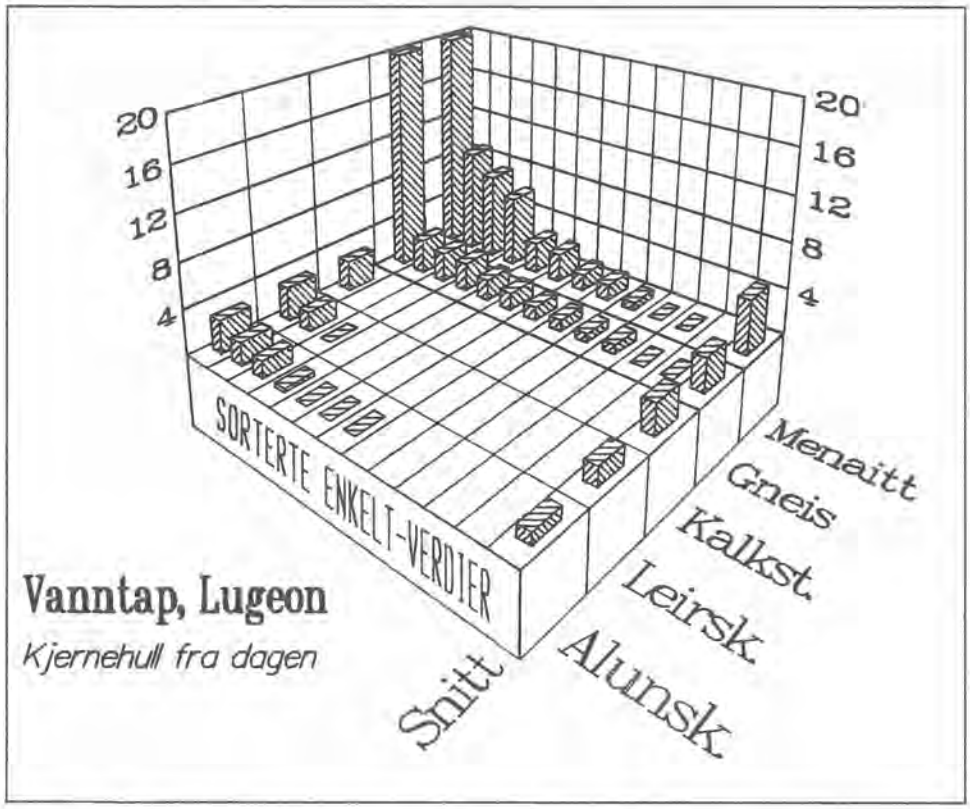


Fig. 4. Vanntapsverdier i forskjellige bergarter

Det som er viktig å legge merke til er følgende:

- -liten fjelloverdekning (minimum er 5,0 m)
- -meget sensitivt materiale sentralt i svakhetssonen
- -menaitt og gneis skiller seg ut som potensielle kanaler for tilførsel av vann til jordaktig alunskifer
- -særlig menaitt-slirer kan derfor være farlige, da de ofte ligger inneklemt i alunskiferen og delvis i jordsonen

Det peker seg derfor ut som avgjørende ved alle valg av drivemetoder, at vannet må hindres i å bløte opp den sentrale del av svakhetssonen.

Nordre løp:
Under utførelse av forinjeksjon i området, var det lite vann i de fleste borhullene. Lokalt ble det registrert 50 l/min. innlekkasje fra ett hull. For det meste var det nødvendig å gå

opp til ca. 20 bar injeksjonstrykk for å få inn masse. Slikt trykk måtte til uavhengig av om mediet var mikrosement eller kjemisk løsning. Tettearbeidene var omfattende, men bød ikke på spesielle problemer i nordre løp.

Kontroll av tetthet foregikk ved stegvis injeksjon, samt at eventuelle lekkasjer ved salveboring førte til supplerende injeksjon.

Søndre løp:
Injeksjon i søndre løp viste seg å bli meget komplisert og tidkrevende. Totalt er det injisert ca. 200 tonn mikrosement og kjemiske løsninger.

Det viste seg svært vanskelig å oppnå et sikkert tetthetsresultat blant annet på grunn av et uregelmessig innslag av menaittganger. Man var også sterkt plaget med utganger til stuff, særlig i sålen. Det viste seg at man stadig traff relativt åpne kanaler, som f.eks. ga forbindelser inntil 20 m bak stuff.

Sannsynligvis er en del av massene injisert i gruslaget over fjell. Også her er det umulig å vite hvor komplett en slik tetting er blitt.

Det som kjennetegner injeksjonen foran stuff i søndre løp, er usikkerhet med hensyn til hvor tett det er blitt og om det eventuelt gjenstår kanaler som er ufullstendig tettet.

NORDRE TUNNELLØP

Geometrisk situasjon

Å beskrive tunnelgeometri, rekkefølge av bergartslag, strøk og fall, fjelloverdekning etc., er det vanskelig å gjøre med ord. Det vises derfor til fig. 5.

Figuren viser hovedtrekkene i situasjonen, slik vi kjenner den etter at området er gjennomdrevet. Strøket er nær tverrs på tunnelaksen, men dreid ca. 10° mot klokken.

På forhånd forelå det kjerneboringer og seismisk tomografi både fra dagen og fra stuff. De tolkninger som ble gjort stemte bra med den reelle situasjon. Det mest vesentlige avviket gjelder den viste avbøyningen av den jordaktige sonen langs hengen. Dette førte til vanskelige forhold i tunneltaket over 4 ganger så lang strekning som ventet. Selve den jordaktige sonen var også 3-4 m tykk i stedet for som antatt 1-2 m.

På liggsiden av den sentrale leirsonen, er det hovedbergartene som er vist i fig. 5. I virkeligheten var forholdene mer kompliserte, ved at menaittlaget hadde slirer av alunskifer og

omvendt. Gneisen opptrer med innblanding av konglomerat og breksje.

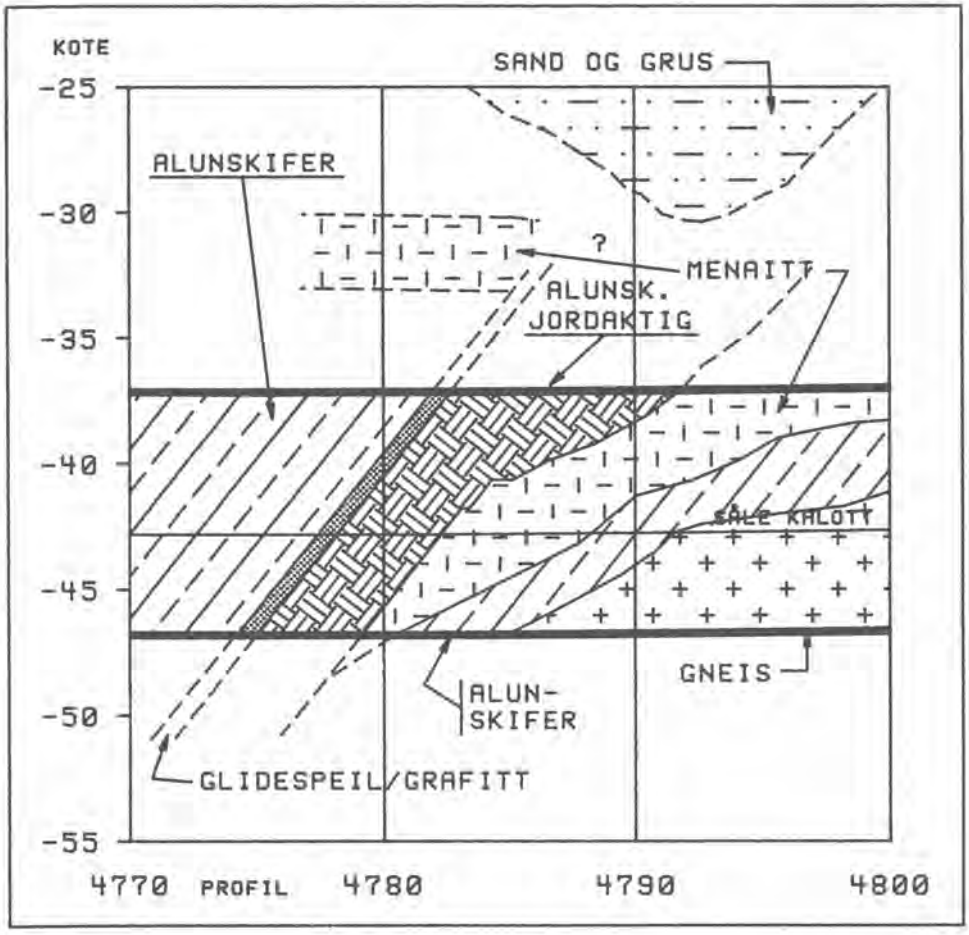


Fig. 5. Vertikalsnitt i senterlinjen nordre løp

Minste fjelloverdekning er 6,0 - 6,5 m basert på fjellkontroll-boringer fra dagen, seismiske målinger og sondering fra tunnelen.

Basisprinsipper for valg av drivemetode og sikring

Det skulle tas ut et stort tverrsnitt (ca. 100 m²) i tildels ekstremt svake og vannfølsomme bergarter, med liten fjell-overdekning og god vanntilførsel.

Hovedproblemet for gjennomføring av utdriving/sikring ble klart identifisert som korttidsstabilitet. Det vil si at det kunne oppstå nedfall og rasutvikling umiddelbart etter salve. Hvis man mistet kontrollen over en slik situasjon, ville konsekvensene være katastrofale. Å sikre mot uforutsett vanntilførsel til sonematerialet, ble ansett som et nøkkelpunkt.

For å løse dette problemet ble det tatt i bruk en kombinasjon av teknikker, med følgende hoved-elementer:

-omfattende forinjeksjon for avskjæring av vanntilførsel
-forbolting med 3x overlapp og bolteavstand 300 mm i heng
-oppdeling av tverrsnittet som vist i fig. 6
-korte salver (2 m)
-sikring etter hvert med stålfiberarmert sprøytebetong og radielle bolter
-sprøytebetong klar for påføring umiddelbart etter salve
-kontroll av deformasjoner ved ekstensometer og konvergens-måling. Tid/deformasjons-kurver for stabilitetsvurdering

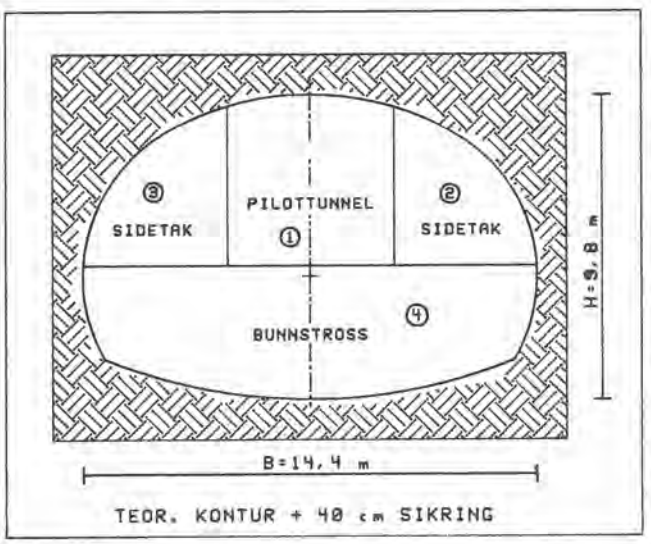


Fig. 6. Oppdeling av sprengnings-tverrsnitt

Ved siden av å ta vare på korttidsstabiliteten, ble det tatt sikte på minst mulig deformasjon av omkringliggende berg. Hensikten var minst mulig oppsprekking. Dette ville hjelpe til å bevare fjellets selv-bærende kapasitet, samt å beholde oppnådd tett-het i fjellet.

Valgt metode skulle så langt mulig kunne tilpasses de opplysninger om forholdene, som driften ga fortløpende. Det måtte være mulig å innpasse ekstra tiltak, som var forberedt og detalj-planlagt.

Ved å drive pilot i toppen, regnet vi med følgende fordeler:

-det kunne benyttes forinjeksjon og forbolting
-etablert hengsikring ble en del av den permanente sikringen og den behøvde ikke tas ned senere

-uttak av kritisk område (permanent heng), skjer i så lite forstyrret fjell som praktisk mulig. Spenningsomlagringer og deformasjoner ved uttak av lavere nivå, skjer etter at hengen er endelig sikret
-det ble enkelt å tilpasse tetthet og overlapp av for bolting, omfang av forinjeksjon, salvelengde, tverrsnitt av pilot, bredde av sidestross etc.
-hengen i pilot og sidetak kunne sikres permanent etter behov, med sprøytebetong, radialbolter, ribber og ekstra injeksjon/drenasje, uten tanke for at noe av det måtte sprenges bort senere

Noen av disse fordelene fremkommer i sammenligning med tidligere forslag om bruk av to lavtliggende pilot-tunneler.

Pilottunnelen ble tilpasset bruk av sprøyterobot og annen stedlig tunnel-utrustning. Dette ga mulighet for å drive piloten flere salver foran sidestrossen, eller helt gjennom den kritiske sonen. Ved for lite tverrsnitt, kunne det bare tas en salve i gangen, før sidestrossen måtte komme etter.

Som nevnt var tiden fra salve, til etablert sikring det kritiske moment ved metoden. Hvis alle foranstaltninger skulle svikte, det vil si at det raste forbi forboltingen uten at man klarte å stoppe det med sprøytebetong, måtte kriseløsning være tilgjengelig. Piloten lå derfor så mye foran sidetakene at det kunne brukes spesielt støpeskjold for avstengning mot stuff på meget kort varsel.

Dimensjonering av sikring, prognose

Forutsetning for dimensjoneringen var at ferdig sikring skulle ta permanent vare på stabiliteten. Etterfølgende betongutforing var bare beregnet for utvendig vanntrykk og skulle ikke ta last fra fjellet.

Opplegget ble basert på de samme prinsipper som benyttes i NATM, men som mye bedre kan benevnes som på engelsk "the observational method", eller etter eget hode: "prognose, observasjon og tilpasning, (POT)".

Dette betyr i praksis at det er gjennomført beregninger og vurderinger av nødvendig sikringsvolum og at kontroll av oppnådd stabilitet ved deformasjonsmålinger var en integrert del av opplegget.

Det finnes tilgjengelig regnemodeller som betraktes som vesentlig mer avanserte enn det som vi benyttet. Etter mitt syn hadde slike verktøy liten hensikt i dette tilfellet. Grunnlagsdataene var for lite detaljerte og tiden ville ikke tillate oppdatering under fremdrift. Ved bruk av tunnelen som fullskala "modell", dvs. ved

deformasjonskontroll under utdriving, er det fasiten som avleses. Dette er i de fleste tilfeller en riktig måte å angripe problemet på.

Utdrag av utarbeidet prognose følger:

Etter Q-metoden:
De valgte inngangsdata for en analyse ut fra Q-metoden er som følger:

RQD = 0	Skal gis nominell verdi	10
J_n	Knust berg, jordaktig	20
J_r	Ingen fjell-kontakt under skjærbevegelse	1
J_a	Tykke kontinuerlige soner eller bånd m. leire	10
J_w	Små lekkasjer, < 5 l/min lokalt	1
SRF	Svakt svellende berg	5
ESR	Hovedveier, jernbane etc.	1

Beregnet bergkvalitet: $\underline{Q = 0,01}$

Ekvivalent dimensjon: Spenn/ESR = $\underline{14}$

Beregnet radielt trykk på sikring i taket blir:

$$P = \frac{2\ (J_n)^{\frac{1}{2}} * (Q)^{-\frac{1}{3}}}{3\ J_r} = \underline{13,8 \text{ bar}}\ (1,4 \text{ MPa})$$

Resultatet er konservativt i det det tilsvarer ca. 50 m overdekning med densitet 2,7 med full vannmetting og uten indre friksjon.

Kapasitet radialbolter:
Kamstål 25 mm diameter K500 TS har flytelast 24,5 tonn. Vi regner 20 tonn som tillatt last og bruker boltemønster 1 x 1 m.

$P_{bolt} = 2/1 = \underline{2,0 \text{ bar}}$ (0,2 MPa)

Kapasitet forbolter:
Vi regner med samme type boltestål som foran. Avstand mellom bolter i rasten er 0,3 m og mellom rastene 2,0 m. Det vil si 0,6 m² pr. bolt i gjennomsnitt. Lastkomponent langs et tverrsnittsplan av en aksiallast i bolten, regnes som 0,5 ganger denne. I et tilfeldig tverrsnittsplan er det 3 raster forbolter.

$P_{forbolt} = 2/0,6 * 0,5 * 3 = \underline{5,0 \text{ bar}}$ (0,5 MPa)

Kapasitet sprøytebetong:
For sirkulær utforing gjelder:

$$P_{sprøytebetong} = t\sigma/R$$

Tykkelse betong	t = 20 cm
Trykkfasthet betong	σ = 300 bar
Tunnelradius	R = 7 m

$$P_{sprøytebetong} = \underline{8,6 \text{ bar}} \ (0,9 \text{ MPa})$$

En sprøytet ribbe med tykkelse 20 cm (i tillegg til tidligere sprøytet 20 cm), med bredde 0,5 m og senteravstand 1,0 m, vil gi samme kapasitet som foran, men halvert på grunn av ribbe-avstand:

$$P_{ribber} = \underline{4,3 \text{ bar}} \ (0,4 \text{ MPa})$$

Samlet kapasitet for bolter og sprøytebetong som beskrevet foran, blir:

$$\Sigma_{Psikring} = \underline{19,9 \text{ bar}} \ (2,0 \text{ MPa})$$

Beregnet sikkerhetsfaktor = $\Sigma_{Psikring}/P$: f = $\underline{1,44}$

Vurdering basert på Hoek/Brown:
En uavhengig vurdering er basert på Hoek/Brown's metode for beregning av samvirke av sikringstrykk og deformasjon. Data er delvis tatt fra Hoek/Brown, som beskriver en slamstein fra Kielder eksperiment-tunnel. Slamsteinen er sammensatt av tynne lag, er mørk grå og har mange glimmerholdige spalteflater. Når denne bergarten frilegges, dekomponeres den raskt til en jordaktig masse. Det opptrer sprekker og stikk i flere retninger. Beregnet Q-verdi er oppgitt til 0,009 - 0,15.

For denne analysen er trykkfastheten satt til 5 MPa og E-modul til 3000 MPa. De andre verdiene er de samme som oppgitt av Hoek/Brown for slamsteinen. Vi har brukt bergtrykk tilsvarende 50 m overlagringstrykk.

Radielt sikringstrykk er plottet mot deformasjon for heng og vegger i fig. 7. Deformasjon fører til en bruddsone med økende tykkelse. Vekten av bruddsonen er årsaken til høyere sikringstrykk i hengen sammenlignet med veggene.

Kapasitet av sikring:
Forbolting, radialbolting og sprøytebetong er beregnet med det formelverk som Hoek/Brown har presentert. Lastkapasitet blir den samme som angitt under Q-metoden. Toppverdiene for forbolter og radialbolter i fig. 7 er basert på bruddlast 27 tonn pr. bolt og må reduseres med faktoren 20/27 = 0,74 for direkte sammenligning med resultatene foran.

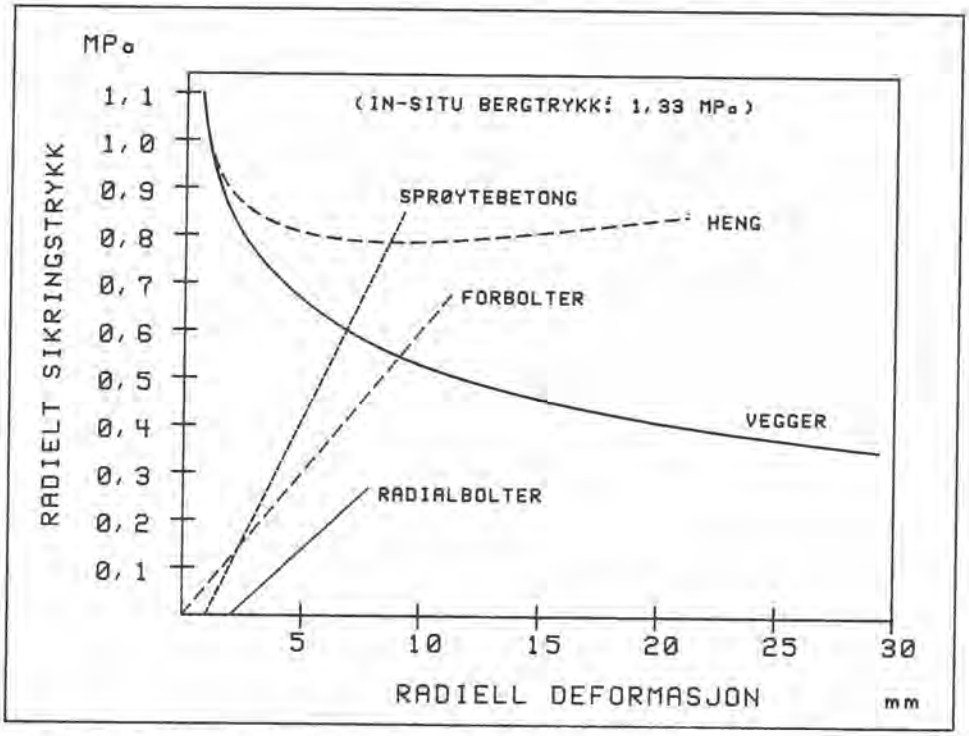


Fig. 7. Reaksjonskurver for fjell og sikring

Reaksjonskurvene for sikringen med tilhørende deformasjon, er vist i fig. 7. Regnemodellen har egentlig ikke formelverk for innstøpt kamstål. For å simulere aktuelle stivhetsforhold for innstøpt kamstål i meget svak bergart, er beregningene utført med boltelengde 2,0 m for radielle bolter og 4,0 m for forbolter.

For sprøytebetong er beregningen basert på sirkulær full utforing. Dette vil ikke være tilfelle i praksis, slik at reaksjonen vil bli noe mindre stiv. På den andre siden vil kombinasjon med bolter gi en tilnærmet sluttet-ring effekt.

En summering av mobilisert sikringstrykk ved ca. 6 mm deformasjon gir samlet kapasitet på ca. 0,2 + 0,35 + 0,5 =1,05 MPa. Opptredende belastning i hengen ved samme deformasjon er 0,8 MPa og sikkerhetsfaktoren er etter dette 1,32. Ved denne deformasjonen er radialboltene belastet til 20 tonn.

Ved maksimal utnyttelse av radialboltene (disse når topplast først), er samlet kapasitet steget til 1,44 MPa ved ca. 8 mm deformasjon. Belastning i hengen er fortsatt ca. 0,8 MPa og

sikkerhetsfaktoren er derfor øket til 1,80.

I dette regnestykket er bruk av sprøytede ribber ikke tatt med og fremstår derfor som en mulig reserve etter behov.

Utførte beregninger for stålbuer utelates, da de ikke kom til anvendelse i praksis.

Kontroll av prognose

Kontroll av utførte beregninger ved hjelp av deformasjonsmålinger i tunnelen, var en viktig del av opplegget. Utført sikring måtte verifiseres permanent stabil, da vanntett utforing bare skulle ta vanntrykk.

Det planlagte kontrollprogram ble bare delvis fulgt, da konvergensmåling med stålbånd fungerte dårlig. Hovedvekten ble lagt på innborede ekstensometer. Midt i hengen ble det satt ett til 3 m og ett til 6 m dybde (unntaket var profil 4775: 5 m).

I tillegg ble det kontrollert totalsetning av hengen med teodolitt.

Ekstensometere i profil 4782 nær hengsiden av svakhetssonen har gitt de største måleverdiene. I dette området er det utført sikring som angitt i beregninger, med tillegg av armerte ribber i sprøytebetong med avstand først 2 m og senere 1 m.

Ribber er etablert først i kalotten etter at begge sidetakene er tatt ut. Kurvene viser klart at ny deformasjon har startet like før sidetakene er fremme ved målepunktet og at deformasjonshastigheten øker etter at sidetakene er tatt ut.

Grunnet fortsatt deformasjon enda 3 uker etter at ribbene ble sprøytet, ble det besluttet mellomribber i det kritiske området. Det vil si at senteravstanden ble 1,0 m. Etter dette flatet deformasjonskurvene ut på 4,6 og 8,6 mm som fig. 8 viser. Tidspunkt for ekstra ribber, faller sammen med at bunnstrossen passerer målestedet. Dette har hatt svært liten innflytelse på deformasjonene. Ribbene ble forlenget ned til sålen etter hvert som bunnstrossen passerte.

Måling med teodolitt vil registrere total bevegelse, også det som måtte skyldes deformasjon utenfor 6 m over hengen. Målingene viste seg unøyaktige, men indikerte at total deformasjon var større enn det som ble avlest med ekstensometer, kanskje med en faktor på 2.

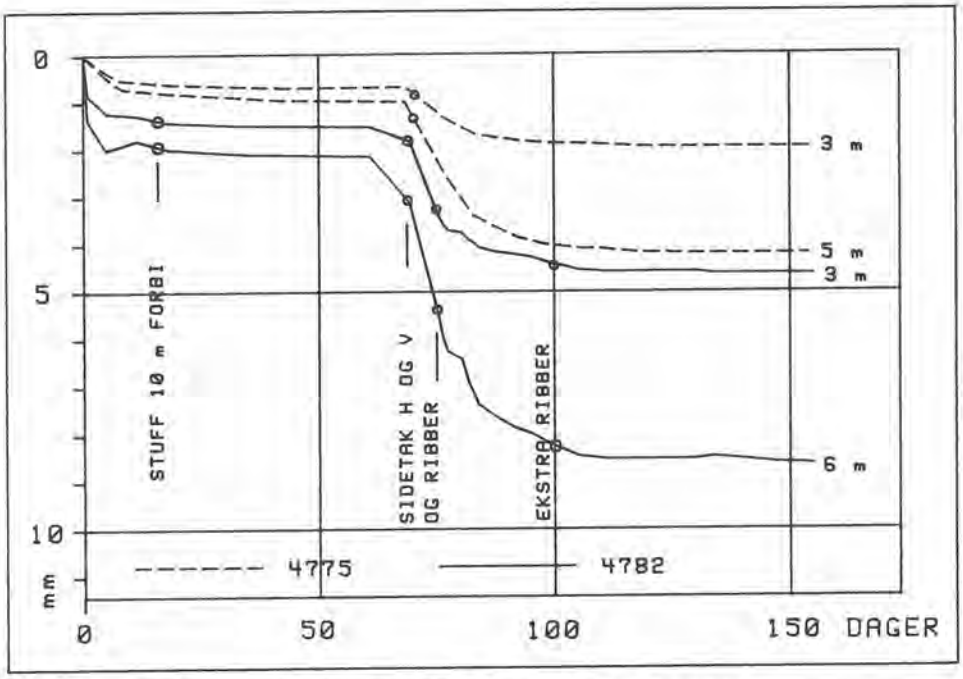


Fig. 8. Deformasjonskontroll med ekstensometer

Målingene viser at det er oppnådd stabilitet ved den utførte sikring. Samlet deformasjon er omtrent som beregnet for den kritiske sonen. Det var lagt inn i opplegget at ekstra tiltak utover det som var planlagt utført uansett, skulle kunne tas i bruk etter behov. De utførte armerte sprøytebetongribber viste seg fullt tilfredsstillende på dette punktet.

Forinjeksjonen viste seg å gi god kontroll med vannet. Det var lite lekkasje under driving (lokal svetting) og etter sikring ble sprøytebetongen lokalt fuktig. Enkelte boltehull måtte injiseres før det ble satt bolt i hullet.

Da den jordaktige sonen sto midt i stuffen ble det boret et 10 m langt borhull horisontalt, for å drenere et eventuelt vanntrykk på baksiden. Det sildret litt vann i hullet fra hardstein i østre ende. Etter 2 timer var hullet tett i jordsonen, på grunn av nedfall og svelling i hullet. Fenomenet illustrerte godt hvor viktig kontroll med vannet var, for utdriving etter den valgte metoden.

SØNDRE TUNNELLØP

Geometrisk situasjon

Hovedtrekkene i søndre tunnelløp slik de ble registrert ved utdriving, er vist i fig. 9. Også her er det innblanding av menaittslirer i den jordaktige alunskiferen og i normal alunskifer. Det er også alunskiferlag i partier angitt som menaitt. Figuren gir derfor et noe forenklet bilde av en komplisert geologi.

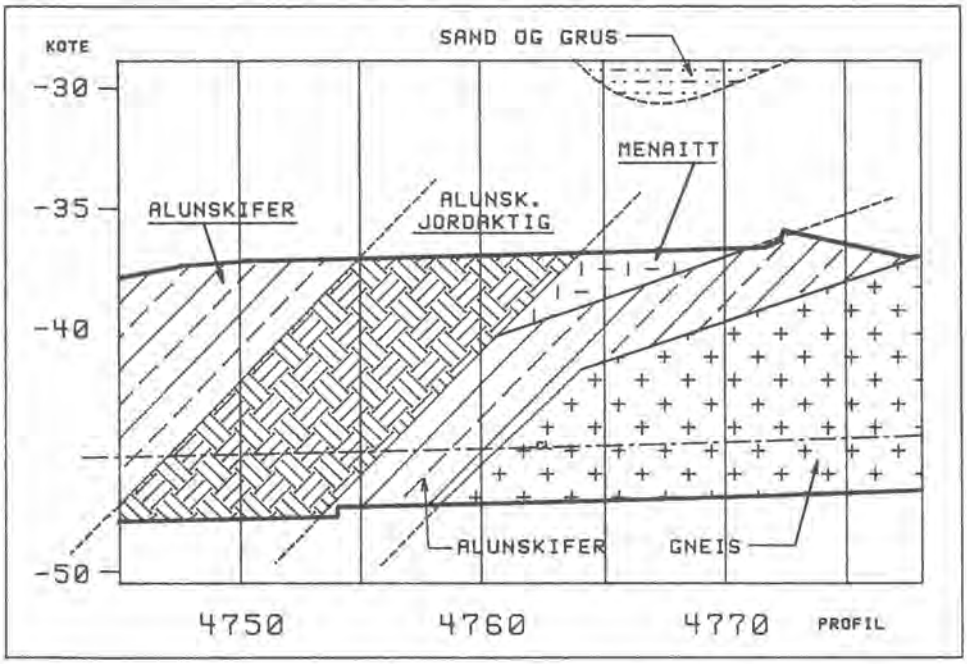


Fig. 9. Vertikalsnitt i senterlinjen, søndre løp

Strøket for den jordaktige sonen basert på observasjoner fra begge tunnelløp, gir 10° dreining mot klokken i forhold til tverrs på tunnelaksen.

Problemsonen med jordaktig alunskifer er tegnet 9 m tykk regnet langs tunnelaksen. Et kjernehull midt i tversnittet viste 9 m tykkelse, mens det i sydsiden var mer og i nordsiden mindre av det svake materialet.

I søndre vederlag var overdekningen lokalt nede i 4,8 m. På samme sted fikk vi vannsprut med fullt trykk ved gjennomboring før det

var utført injeksjon.

Basisprinsipper for valg av drivemetode og sikring

Stabilitetsproblemene var de samme som tidligere omtalt for nordre løp. De viktigste forskjellene mellom løpene gjelder tykkelse av jordaktig alunskifer, enda mindre overdekning og klart dårligere kontroll med vannlekkasjer inn til sonematerialet i søndre.

Metoden brukt i nordre, forutsatte kontroll med vannet, mulighet for boltefeste (evt. oppnådd ved stor nok lengde) og en overdekning som passet med dette. På grunn av at disse forutsetningene ikke kunne tilfredsstilles i søndre, ble det besluttet å finne en annen løsning.

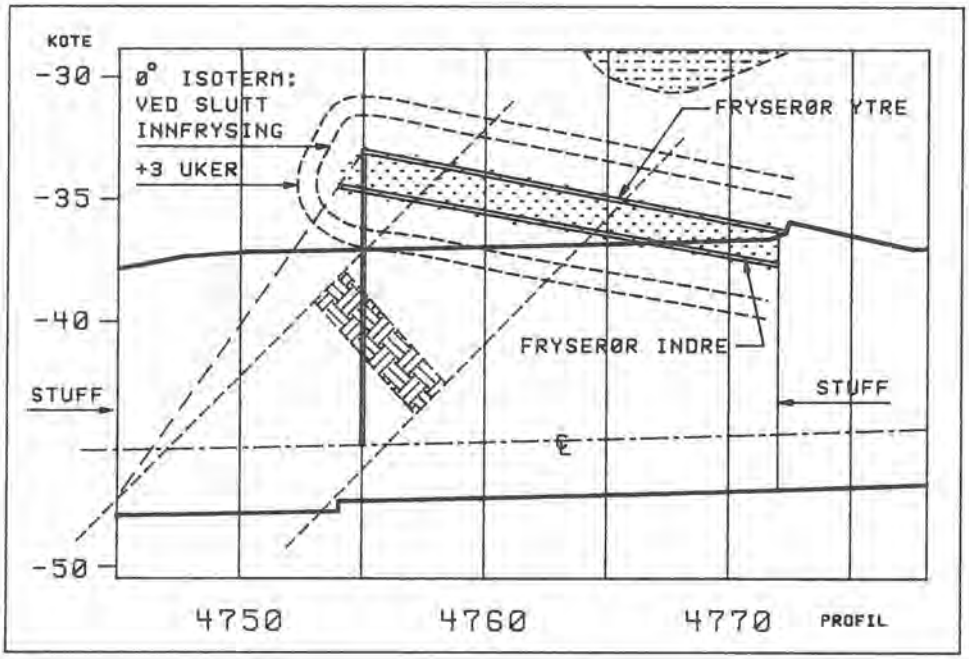


Fig. 10. Vertikalsnitt i senterlinjen, frysehull

Etter vurdering av flere alternativer, ble det vedtatt frysing som midlertidig sikring både mot vannlekkasjer og for å oppnå midlertidig stabilitet. For permanent stabilitetssikring ble det valgt full utstøpning. Fordelene med frysing var:

-frysing ga en helt sikker tetting mot vannlekkasjer og løste derved problemet med uforutsett oppbløting av det jordaktige materialet og risiko for tap av kontroll
-frosset materiale kunne relativt enkelt dimensjoneres til å ta vare på midlertidig stabilitet ved liten overdekning
-valgt permanent sikring var ikke avhengig av bolter ut i omliggende masser, med fare for å skape lekkasjer
-utdriving kunne utføres på fullt tverrsnitt, slik at problemer i sålen bare måtte løses en gang

Den praktiske utforming av fryseopplegget tok sikte på å unngå bruk av et større kammer for innboring av parallelle fryserør. Dette ble løst ved å bore i vifte fra øst, med en liten utvidelse for ansett av ytre rast. Fig. 10 viser et snitt i senterlinjen og plasseringen av frysehullene midt i hengen. Borhullene gjøres gradvis lengre nedover i sidene, på grunn av svakhetssonens fall. For å ta hensyn til strøkretningen, er frysehullene også lengre i nordre side enn i søndre. Fig. 11 viser utformingen av fryseskjermen i perspektiv (bare ytre rast tegnet for oversiktens skyld).

Dimensjonering av frosthvelv

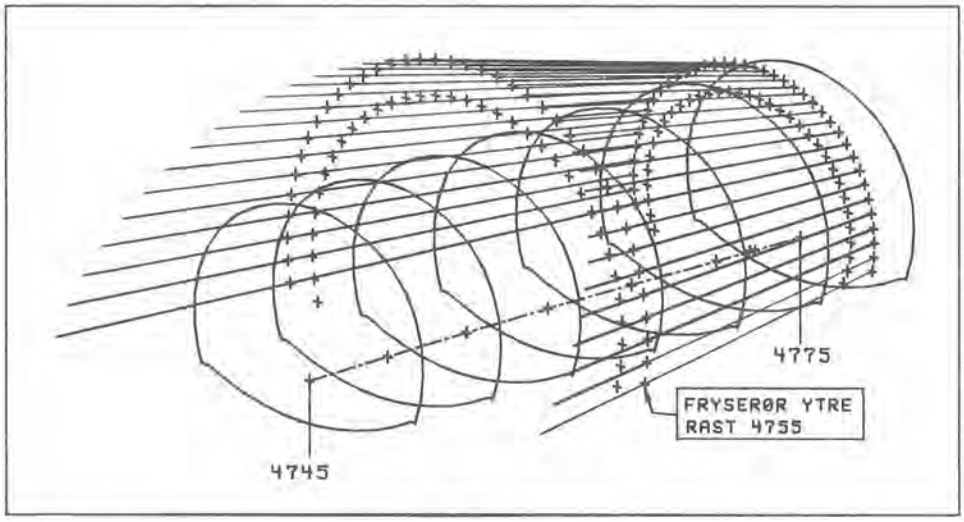


Fig. 11. Perspektivtegning av frostskjerm

Dimensjoneringen er basert på at frosthvelvet skulle belastes i kort tid og med liten spennvidde. I praksis ble det tatt ut 3 m lange salver og frosthvelvet måtte holde i den tiden det tok å laste ut massen, sikre heng og stuff med sprøytebetong, flytte støpeformen, endestenge og støpe. Spennet ble regnet fra siste

støp og til stuff, det vil si 4 til 5 m.

Det var også en del av grunnlaget at avhengigheten av frosthvelvet var absolutt. Det ble derfor lagt vekt på å sikre at stuffen var stabil. Her ble det brukt sprøytebetong og glassfiberbolter innstøpt i mørtel.

Styrkedata for frosset materiale ble oppgitt av Geofrost A/S. Dette omfatter diagram over referansestyrke (kfr. foredrag 38, Bergmekanikkdagen 1986) der to av måleverdiene er målt på materiale fra jordaktig alunskifer i dyprenna.

Kurven representerer enaksiell trykkfasthet ved korttids-belastning. Ved -15° C er styrken angitt til 8200 kPa.

Videre ble det benyttet en kurve som inneholder anbefalt mobiliseringsgrad. Det vil si hvor stor del av målt referansestyrke som det anbefales å utnytte i konstruksjonen. Her er det tatt hensyn til at frosset materiale er plastisk og kryper med tiden og økende belastning. Kurven gir 0,28 som faktor ved en belastning som varer 1 til 2 døgn.

Det ble antatt at en seksjon var støpt i løpet av 1 til 2 døgn. Med tallene ovenfor kunne man da utnytte 2,3 MPa trykkfasthet i frosset jordaktig alunskifer. En grov sammenligning med tillatt belastning i sprøytebetong, tilsa at dette tilsvarer knapt 1/10-del av styrken. Med andre ord, 2 m frosset sonemateriale kan sammenlignes med 20 cm sprøytebetong.

En vurdering av nødvendig dimensjon for frosset sone, resulterte i at 2 m tykkelse nedfrosset til -15° C, måtte betraktes som et minimum. Denne tykkelsen ble valgt for utførelsen.

En del av vurderingsgrunnlaget var virkemåten for frosset jord. Ved en overbelastning av frosthvelvet ville det ikke oppstå et sprøtt brudd som i betong. Mer sannsynlig var økt deformasjon og høy deformasjonshastighet frem mot brudd. Nødvendig tid for denne prosessen er lang i relasjon til støpetiden og det ble ikke vurdert som nødvendig å øke tykkelsen av frostsonen utover 2,0 m. Det må også tas hensyn til 10 cm sprøytebetong med 50 kg stålfiber pr. m^3 betong, som ble påført umidelbart etter salve.

En avkorting av hvelvet til oppe på veggen ble vurdert og forkastet. Det ville øke risikoen for innpressing av veggene og i verste fall underkutting av selve frosthvelvet. Avkorting av hvelvets høyde med 5 m i hver vegg, reduserte frysekostnaden med i størrelsesorden 300.000 kroner. Denne innsparingen sto ikke i forhold til den økte risikoen.

Dimensjonering av støpt betonghvelv

Forutsetning for dimensjoneringen var at valgt løsning måtte kunne ta hele belastningen og at det var liten mulighet for senere forsterkninger. Bolting gjennom sikringsstøpen og/eller armering av vanntett-støpen var mulige tiltak.

Kontroll av belastninger og deformasjon av betonghvelvet etter hvert som frostsonen tinte, kunne vanskelig gjennomføres, da vanntett betongutforing skulle utføres før sonen var tint.

Arbeidet ble delt i to trinn:

-beregning av sannsynlige belastninger
-beregning av betonghvelvets kapasitet

Sannsynlige belastninger:

Vi benyttet flere forskjellige metoder og betraktningsmåter i dette arbeidet. Det ble startet med relativt enkle overslag, som så ble ført videre senere. Kort kan vi nevne fire metoder som ble brukt:

1. Et rettledende empirisk skjønn etter Terzaghi (1968). Ut fra en klassifikasjon av fjellkvaliteten angis "rock load" som en funksjon av tunnelens spennvidde og høyde.

   Metoden ga som resultat "Rock Load" = 560 kPa

   Av forskjellige grunner ble dette vurdert som konservativt.

2. En bergmekanisk betraktning ved hjelp av en vurdering av sammenhengen mellom tillatt deformasjon av fjellet og mobilisert mottrykk fra sikringen. Hoek & Brown-metoden.

   Basert på 800 kPa bergtrykk, ble last i taket 575 kPa

   Dette er også konservativt, da innspenning i fastere bergarter ikke er tatt hensyn til.

3. En mer jordmekanisk betraktningsmåte var basert på:

   - vurdering av lastfordeling i dyprenna, det vil si et anslag over reduksjon av effektivspenningen i dyprenna på grunn av innsnevringen av denne
   - vurdering av spenningsreduksjonen ned gjennom den jordaktige alunskiferen, det vil si siloeffekten på grunn av innspenning og mobilisering av skjærkrefter langs sidene av sonen

4. En empirisk basert korrelasjon mellom Q-verdi og sikrings trykk er oppgitt av Barton et al (1974).

   Med aktuelt variasjonsområde for Q-verdi og sprekkeruhet, blir sikringstrykket etter denne metoden 300 - 1000 kPa

   Her er ytterverdiene benyttet og resultatet gir derfor bare en indikasjon om mulig variasjonsområde.

Gjennomføringen av beregninger etter alternativ 3 over, gjenngis i sin helhet.

Det er gjennomført overslag over spenningsforholdene og mulige belastninger i jordsona for

   a. Spenningsreduksjon i dyprenna
   b. "Siloeffekt" i "jordsona"

Det er ikke søkt innarbeidet detaljerte data for jordartene i dyprenna og "jordsona", men de aktuelle variasjonsområder for egenskapene er skjønnet ut fra

   - generell beskrivelse av jordartene i dyprenna
   - observasjoner av jordsonas konsistens og oppførsel

Geometrien er basert på NGI's fjellprofil langs senterlinjen i søndre løp, korrigert for noe dypere lavpunkt, og oppmålt sone-fall og bredde.

   a. Spenningsreduksjon i dyprenna

   Forutsettes

   - grunnvann i terrengnivå, kote +2
   - tyngdetetthet 20 kN/m³ i leire og 19 i sand/grus i bunnen av renna - ingen vannstrøm i løsmassene
   - tett fjell i bunn av dypål, men ingen endring av friksjons forholdene på grunn av at injeksjonsmasse har trengt inn under eller opp i løsmassene
   - samt en enkel beregningsmodell som tar hensyn til skjær spenninger langs sidene av dypålen

   kan reduksjonen i effektiv vertikalspenning i kote -33 anslås til:

Skjærtall S_v	Reduksjon vert. eff. spenn.	Vertikal eff. spenn
0,1	18-20%	250 kPa
0,2	ca. 30%	220 kPa

Skjærtallet $S_v = \tau/(p_v' + a)$ der attraksjonen a er satt lik 0.

Det vesentlige av bidraget til reduksjonen kommer naturlig nok i den nedre smale delen av dypålen. Den angitte variasjon i skjærtallet favner det antatt mulige variasjonsområdet.

Dersom det skulle opptre en grunnvannstrøm fra fjellet og inn mot løsmassene i dyprenna, vil reduksjonen kunne være for gunstig anslått. Dette anses som lite sannsynlig idet tunnelløpene virker drenerende.

Videre kan injeksjonsmassene, som må antas å ha trengt opp i bunnen av dypålen, ha bedret friksjonsforholdene og massenes evne til fordeling av spenningene inn i fjellet på sidene av det dypeste partiet i dypålen.

Det er derfor rimelig å anta at en reduksjon i størrelsesorden 10-30% eller mer kan være mulig. For videre overslag anvendes et variasjonsområde omkring 250 kPa tilsvarende 20% reduksjon.

Dekomponering av det vertikale trykket til et trykk langs jordsona gir for en antatt hviletrykkskoeffisient 0,8 og skjærtall 0,1 en reduksjon fra 250 kPa til ca. 230 kPa.

b. Siloeffekt i jordsona

Det er anvendt en enkel beregningsmodell som vist i fig. 12 og følgende forutsetninger:

- den effektive vertikalspenningen reduseres på grunn av skjærkrefter mot sidefjellet.
- attraksjon a = 20 kPa, tyngdetetthet 10 kN/m³
- ingen dekomponeringseffekt i sona.

Følgende parametre varieres:

- sonebredde : 5, 6 og 7 m
- sonehøyde (langs sone) : 5, 6 og 7 m
- skjærtall S_v : 0,2 og 0,3

Resulterende vertikal effektivspenning i heng som funksjon av sonebredde er plottet i fig. 13. For anslag av største mulige totaltrykk må et maksimalt vanntrykket på 390 kPa (fra terreng k+2 til heng k-37) plusses på.

For eksempel for en sonebredde lik 6 m, sonehøyde 7 m og S_v-tall på 0,2 og 0,3 blir effektivspenningen i heng henholdsvis ca. 190 og 160 kPa, og totaltrykket henholdsvis 580 og 550 kPa. En økning av sonebredden til 7 m øker verdiene med drøyt 100 kPa.

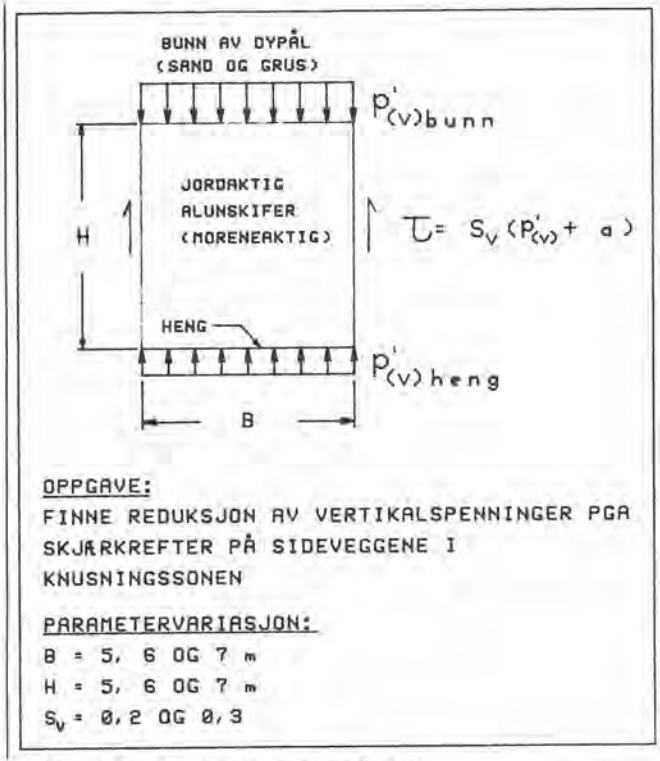


Fig. 12. Beregningsmodell.

Ut fra jordmekanisk erfaringsbakgrunn anbefales ikke S_v-tall over 0,2 i situasjoner der kontaktflaten kan ha glatte glideplan e.l.

På den annen side kan jordsonematerialet være hardere konsolidert enn vanlige morenematerialer og dette er også vårt inntrykk fra observasjoner ved graving i sona i tunnelen. Videre opptrer ingen spesiell kontaktsleppe i heng av sona og liggen er ujevn.

Vi antar derfor at overslagene over er konservative for den aktuelle situasjon, og at det sannsynlige variasjonsområdet går i retning av lavere laster.

For eksempel vil skjærtall S_v = 0,4 , som er en høy verdi tilsvarende høy indre friksjon kunne gi ned mot 100-110 kPa effektivt trykk eller ca. 500 kPa totalt trykk. Den omfattende injeksjon av sonematerialet og overgangen til sidefjellet, sammen med inneslutninger av mænaitt, må også ha bedret den indre friksjon og skjærkapasiteten langs grenseflaten.

De forskjellige betraktningsmåter kan synes å bekrefte at en belastning i hengnivå på 500 kPa kan være et rimelig utgangspunkt for et konservativt anslag av totaltrykk.

Siden dette gjelder for ugunstigste situasjon med minste overdekning og fullt vanntrykk, samt med forskjellige effekter av injeksjon ikke medtatt, anses usikkerheten å gå i hovedsak til en mulig reduksjon av belastning. Det regnes derfor ikke lastkoeffisient på 500 kPa.

Dimensjonerende laster ble etter dette satt til:

-500 kPa jevnt fordelt belastning i hengen
-3,3 MN/m aksialkraft i betongen
-750 kNm/m moment midt i hengen eller i søndre halvdel

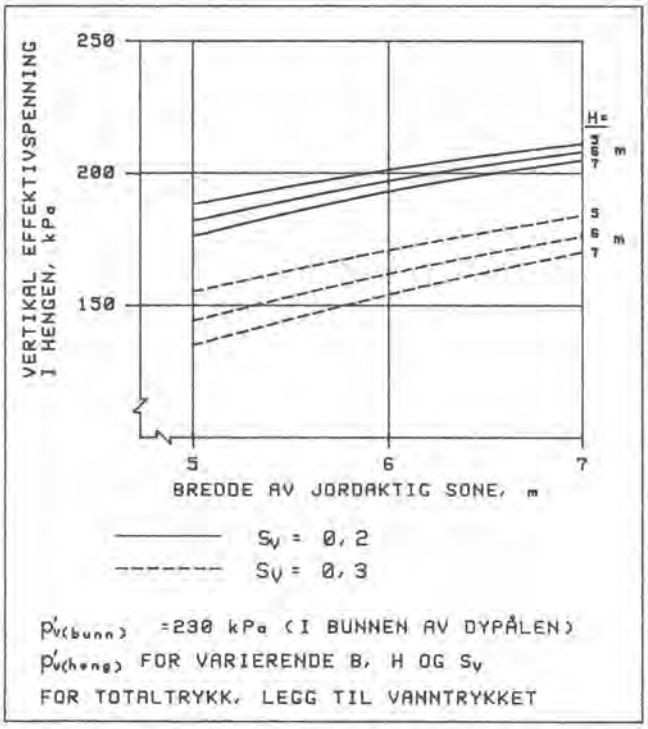


Fig. 13. Vertikal effektivspenning i hengen

Ved etterfølgende dimensjonering av sikring, vil man se at momentet er avgjørende for valg av løsning. Ved en beregning av momentlast som ovenfor, tilsier erfaring at resultatene har lett for å bli meget konservative. Dette kommer mest sannsynlig av at utførte beregninger ikke tar hensyn til at påløpende deformasjoner gradvis endrer lastbildet i retning av utjevning. Momentene blir derfor oftest vesentlig mindre enn det man beregner teoretisk.

Kapasiteter

Momentkapasitet:

Momentkapasiteten for et uarmert betonghvelv er avhengig av hvilken aksialkraft som virker sammen med momentet. Det regnes normalt ikke med strekk i en uarmert konstruksjon, selv om betongen har en strekkfasthet.

Kurve for kapasitet av uarmert betong, er vist i fig. 14. For å plotte konkrete lastverdier i diagrammet, må tallene gjøres dimensjonsløse ved å dividere med leddene under brøkstreken i uttrykkene som er angitt på kurvens akser. Samme diagram kan da brukes for alle kombinasjoner av betongkvalitet og betongtverrsnitt.

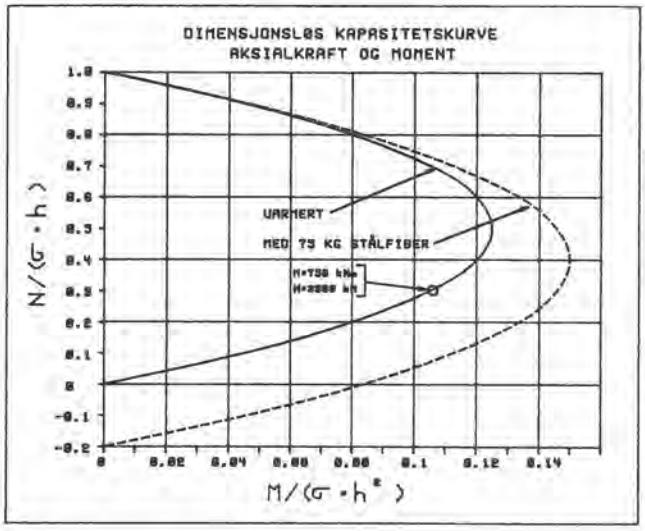
I siste forslag til revisjon av NS 3473 er konstruksjonsfasthet for trykkpåkjenning for betongklasse C40 satt til 25,2 MPa.

Videre er materialkoeffisienten for uarmert betong oppgitt til 1,5. Dimensjonerende betong-trykkfasthet blir da:

$$f_c = f_{cn}/\gamma_m = 25,2/1,5 = \underline{16,8\ MPa}$$

Last-kombinasjonen er plottet i fig. 14 for 65 cm betongtykkelse og 16,8 MPa dimensjonerende betong-trykkfasthet. Under disse forutsetninger vil 65 cm uarmert betongbue kunne oppta de aktuelle laster.

Hvis det settes til stålfiber i betongen, vil en kunne regne en strekkfasthet i buen. Det finnes ikke regler for hvordan dette skal behandles etter norsk standard og vi har derfor valgt en fremgangsmåte som følger.



Etter prøvemateriale fremlagt i anbudet, vil en kunne regne med 8 MPa bøyestrekkfasthet ved tilsetning av 75 kg Bekaert stålfiber med 30 mm lengde. Denne verdien er basert på maksimal last ved brudd ved prøving av utsagede bjelker.

Vi har valgt konstruksjonsfasthet med samme reduksjonsfaktor som for trykkfasthet (25,2/40 = 0,63) og en materialkoeffisient

$$\gamma_m = 1,5$$

Fig. 14. Kapasitetskurve for betongtverrsnitt

Dimensjonerende bøye- strekkfasthet blir da 3,4 MPa eller 1/5 av trykkfastheten.

Når vi legger inn en strekksone i nedre del av buetverrsnittet med strekkspenning σ/5, blir høyre side av de dimensjonsløse uttrykkene for aksialkraft og moment som følger:

Aksialkraft	(1-2e/h) - 2e/5h
Moment	(e/h)(1-2e/h) + (e/5h)(1-2e/h)

Kapasiteten for betongtversnittet endres da til den stiplede kurven på figuren. Kapasitetsøkningen for bøyemoment ved

maksimalt moment er 20%. Plottet lastkombinasjon er nå godt innenfor buens maksimale kapasitet.

Enda viktigere for sikkerheten av konstruksjonen er den ekstra bruddenergi som fiberarmeringen gir. Arealet under last/ tøyningsdiagrammet øker 20 til 30 ganger i forhold til uarmert tverrsnitt. I praksis betyr dette at en overbelastning av buen vil kunne observeres og måles med god tidsmargin for supplerende tiltak. Bruddet blir seigt i stedet for sprøtt.

Skjærkapasitet

Skjærbelastning vil kunne opptre i kombinasjon med momentpåkjenning. Det vil si at vi ikke kan regne dimensjonerende skjærfasthet over hele tverrsnittet. Ved gunstigste tilfelle av kombinasjonsbelastni ng vil 50% av h kunne oppta skjærkrefter.

Dimensjonerende betongskjærfasthet er:

$$f_v = f_{vn} * f_{cn} / \gamma_m = 0,55 * 25,2/1,5 = \underline{9,2 \text{ MPa}}$$

Under forutsetning av ingen rissdannelse, blir skjærkapasiteten regnet for 50% av tverrsnittet lik

$$9,2 * 0,65/2 = \underline{3 \text{ MN/m}}$$

Et overslag for et tilfeldig sted på buen kan sammenstilles som følger for illustrasjon:

Aksialkraft N = 3,3 MN/m kan opptas av knapt 1/3 av tverrsnittet, hvis vi utnytter dimesjonerende betong-trykkfasthet f_c = 16,8 MPa: 3,3/16,8 = 0,2 m

Vi kan velge at 50% av tverrsnittet har fått riss og ikke regnes med til opptak av skjær. (I praksis vil også riss ha skjærkapasitet via stor ruhet. Skjærbevegelse vil bare kunne skje ved at risset åpner seg, eller ved gjennomskjæring av rissets ruhet). At 50% av tverrsnittet ikke regnes med, er altså konservativt når det opptrer en aksialkraft.

Gjenværende ikke utnyttet tverrsnitt blir etter dette 1/6 og vi kan regne ut skjærkapasiteten til:

$$9,2 * 0,65/6 = \underline{1,0 \text{ MN/m}}$$

Dette anses tilstrekkelig i forhold til den anslåtte dimensjonerende skjærkraft på V = 355 kN/m med aksialkraft N = 3,3 MN/m.

Fiberarmering bedrer sikkerheten ytterligere.

Valgt løsning:

Det ble valgt å støpe med 650 mm betongtykkelse, kvalitet C40 tilsatt 75 kg/m³ Bekaert stålfiber. I sålen ble det satt kamstål som skjærfortanning og sikring av fotpunktet.

Fibertilsetningen ble etter noe støpe-erfaring, redusert til 50 kg/m³.

Kontroll av deformasjoner

Under driving ble det foretatt konvergensmålinger i en 3-kant til midt i hengen. Det kan ikke sies å være overraskende at måleverdiene var meget små. Største deformasjon er 1,82 mm horisontal konvergens mellom veggene etter 37 dager. Måletverrsnittet er i profil 4754.

På dette tidspunktet kan man ikke regne med at frostsonen var tint.

KONKLUSJON

På basis av forundersøkelsene ble det utarbeidet et forslag til driving og sikring gjennom dyprenna i begge løp, der frysing ikke var med i opplegget.

I nordre løp var forholdene så nær opptil det forventede, at metoden kunne benyttes og med godt resultat.

I søndre løp ble det nødvendig å gå tilbake til frysing som metode, men i en tilpasset form rent praktisk. Årsaken til denne beslutningen var vesentlig vanskeligere forhold på flere punkter enn det som var forventet og derav for stor risiko ved bruk av planlagt metode.

Frysing og driving/sikring ble gjennomført etter forutsetningene uten spesielle problemer.

Samlet kostnad for alle aktiviteter i søndre løp med frysing,ble akkurat 2 ganger kostnadene i nordre løp.

Den løpende oppdatering av data om fjellforholdene, parallell justering av drive- og sikringsmetoder og samkjøring med alle berørte parter, stilte store krav til de involverte. Dette samarbeidet fungerte meget godt.

For vår del var det et jevnt press for å fremstille tegninger og andre data i tide, særlig når det ble besluttet endringer på kort varsel. Vi hadde meget god nytte av 2- og 3-dimensjonal DAK i

dette arbeidet. Særlig var det god hjelp i 3-dimensjonal DAK for å holde styr på borhullsdata, legge inn målte borhullsavvik etc. Med de små marginer som forelå, var det absolutt nødvendig å arbeide med stor nøyaktighet.

Referanser:

Barton N., Lien R. & Lunde, J. (1974):
"Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support". NGI Publication No. 106.

Terzaghi, K. (1968):
"Rock Defects and Loads on Tunnel Supports" in Proctor, R. V. & White, T. L.: "Rock Tunnelling with Steel Supports"

Hoek E., Brown E. T. (1980):
"Underground Excavations in Rock". The Institution of Mining and Metallurgy.

UNDERSJØISK VEGTUNNEL TIL GODØY
SONDERBORING OG INJEKSJON

SUBSEA ROAD TUNNEL TO GODØY
PROBE DRILLING AND GROUTING

O. Torgeir Blindheim og Axel B. Olsen, Dr.ing. O. T. Blindheim

SAMMENDRAG

Forundersøkelser, forhåndsvurderinger og erfarte geologiske forhold for Godøy-tunnelen med lengde 3835 m og største dybde 153 m resymeres. Stabilitetsforholdene var relativt gunstige og i stor grad som ventet. Det ble imidlertid langt flere vannlekkasjer som krevde injeksjon enn antatt. Lekkasjene opptrådte ikke på partiene med liten fjelloverdekning, men i et sett av åpne strekkbruddsprekker. Mektige moreneavsetninger ga tilsynelatende ingen reduksjon i lekkasjene.

Systematisk sonderboring foran stuff var effektivt til å påvise lekkasjene slik at beslutning om forinjeksjon kunne tas. Ønsket lekkasjemengde pr km ble oppnådd med ialt 93 injeksjonsomganger, dvs at ca 40% av tunnelen er forinjisert. Det er ikke utført etterinjeksjon. Forundersøkelsesmetodene bør utvikles til å gi bedre klarlegging av lekkasjeforholdene.

SUMMARY

Preinvestigations, pre-evaluations and the experienced geological conditions for the Godøy tunnel with a length of 3835 m and a maximum depth of 153 m below sea level are discussed. The rock conditions were relatively favourable regarding stability and mostly as expected. However, more water leakages than anticipated were experienced. The leakages were not present at the sections with minimum rock

cover, but came from a set of open joints. Thick moraine deposits above the bedrock did not give any reduction in inflow as usual.

Systematic probe drilling ahead of the tunnel face has been efficient to detect leakage zones, and allow pregrouting to be decided. The accepted leakage level was achieved, but 93 pregrouting rounds were necessary. This means that about 40% of the tunnel length was pregrouted. No after-grouting has been done. The preinvestigation methods should be developed further in order to improve determination of the characteristic geological conditions where frequent water leakages should be expected.

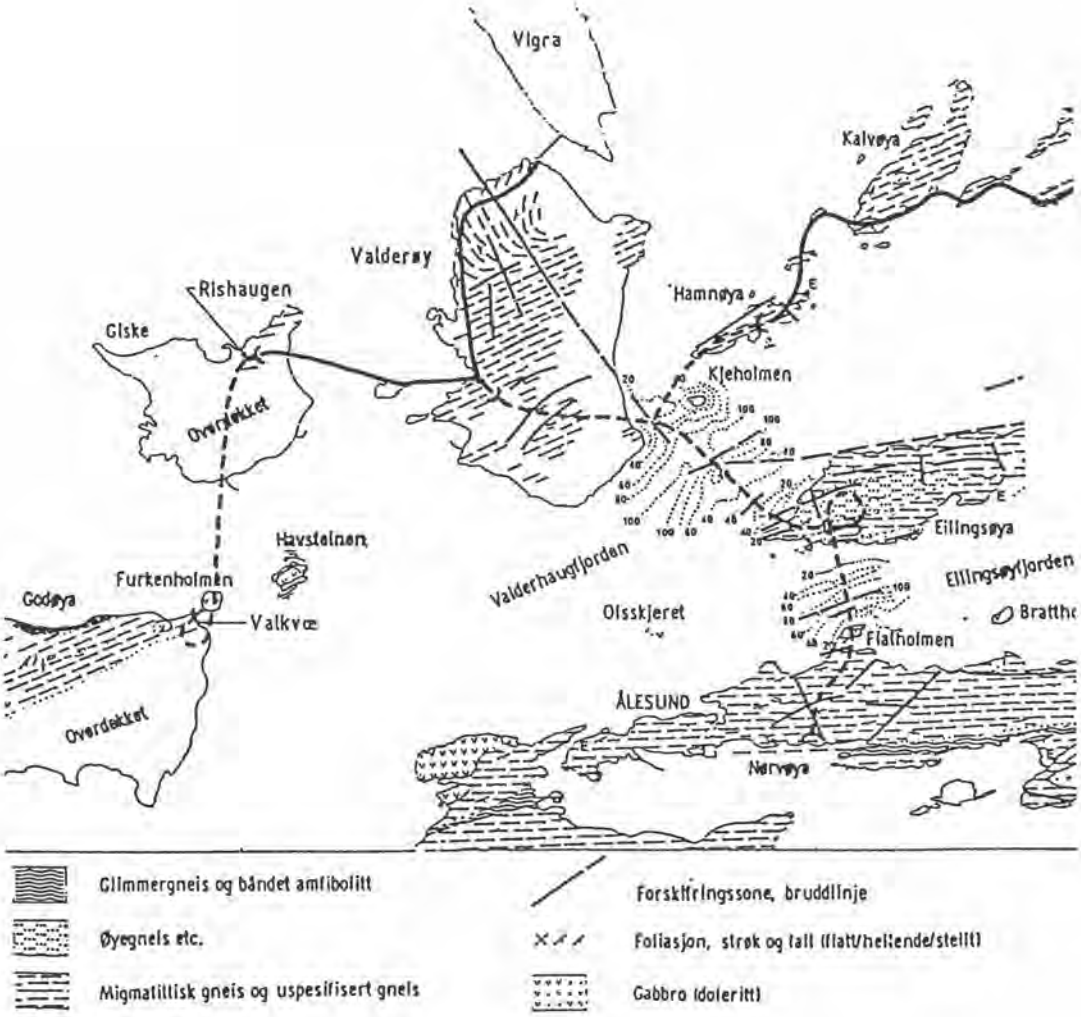
GEOLOGISKE FORHOLD

Forundersøkelser

Forundersøkelsene omfattet ingeniørgeologisk kartlegging, akustisk profilering, refraksjonsseismikk på land og i sjøen, samt fjellkontroll- og sonderboring på land. Det spesielle er knyttet til at det var svært få fjellblotninger over traséen, og at det opptrådte tildels svært mektige moreneavsetninger, opp til 80 m. Dette var i ytterkant av pålitelig rekkevidde for refraksjonsseismikk med 215 m profiler og det ble bl.a. fjellkontrollboret på sørsiden av Giske i 75 m dybde for kontroll av dybde til fjell. Traséen, både på land og i sjøen er praktisk talt kontinuerlig dekket av refraksjonsseismikk.

Forhåndsvurderinger

Figur 1 gir det geologiske oversiktskartet, svakhetssoner påvist med seismikk er ikke inntegnet her.



Figur 1. Utsnitt av Veglaboratoriets geologiske oversiktskart

Hovedtrekkene i de geologiske forholdene kan kort summeres opp:

- bergartene var ventet hovedsakelig som båndige gneiser med vekslende grad av blokkighet og småfalne folierte lag, slik som de kunne observeres i fortsettelsen langs strøket på Valderøy. En gabbrointrusjon fantes på Furkenholmen

- utenom svakhetssonene var fjellet ventet å være moderat til lite oppsprukket. Foliasjonssprekker i retning ØNØ og steile tverrsprekker NNV dominerte, med en del steile sprekker i retning NØ og NV

- svakhetssoner i form av tett oppsprukne soner var ventet for det meste i retning Ø-V til ØNØ. Mektige forkastninger med mye leire, som tidligere påtruffet under Valderhaugfjorden, Olsen og Blindheim (1987), var ikke ventet

- der fjelloverdekningen var minst besto løsmassene av henholdsvis myr og grus på den nordligste delen av Giske, og sjøsand under fergehavna på Godøy. Ellers opptrådte mektig morene under Giske. I dypålen nord for Furkenholmen var fjellet under sjøen lite overdekket

Det var ut fra dette ventet:

- rimelig gode stabilitetsforhold på det meste av tunnelen, med behov for tung sikring begrenset til noen få soner, hvorav en del i partiene med lav overdekning under land. Det var f.eks. bare tatt med 50 m full utstøping

- store vannlekkasjer i partiene med liten overdekning under myra og grusen på Giske og under fergehavna på Godøy, samt i et par-tre sprekkesoner nord for Furkenholmen, der refraksjonsseismikk viste konsentrerte soner med lav hastighet (ned til 2900 m/s)

- mindre og spredte vannlekkasjer i forbindelse med den alminnelige oppsprekkingen og de øvrige svakhetssonene

Resultater

Kort fortalt ble de faktiske geologiske forholdene svært nær som ventet med hensyn til bergarter, oppsprekking, svakhetssoner og stabilitet:

- de båndete gneisene opptrådte med strøk og oppsprekkingsgrad som ventet, men med nordlig fall istedenfor sørlig på en del av den overdekkede strekningen. Det opptrådte også et lag på ca 200 m med granatglimmerskifer. Gabbrointrusjonen viste seg å være en klump som tunnelen gikk under, slik at den bare krysset en smal tilførselsgang

- stabilitetsforholdene var omtrent som ventet; det ble ikke brukt full utstøpning, mindre sprøytebetong (i snitt 0,35 m^3/m mot 0,9 som antatt) for det meste spredt på småfalne sprekkesoner, men mer bolting (totalt ca 6 bolter/m mot 2,5 som antatt) ganske jevnt fordelt for å oppnå høy detaljsikkerhet i den blokkige og folierte bergmassen, der det ikke ble sprøytet.

Med hensyn til lekkasjer var det vesentlige avvik fra forhåndsvurderingene. Riktignok kom noen av de største lekkasjene som ventet i sprekkesonen på nordsiden av Furkenholmen; her ble det tettet opptil 2-3 cm åpne sprekker. Avvikene besto i:

- partiene med liten overdekning på hver side ga lite lekkasjer

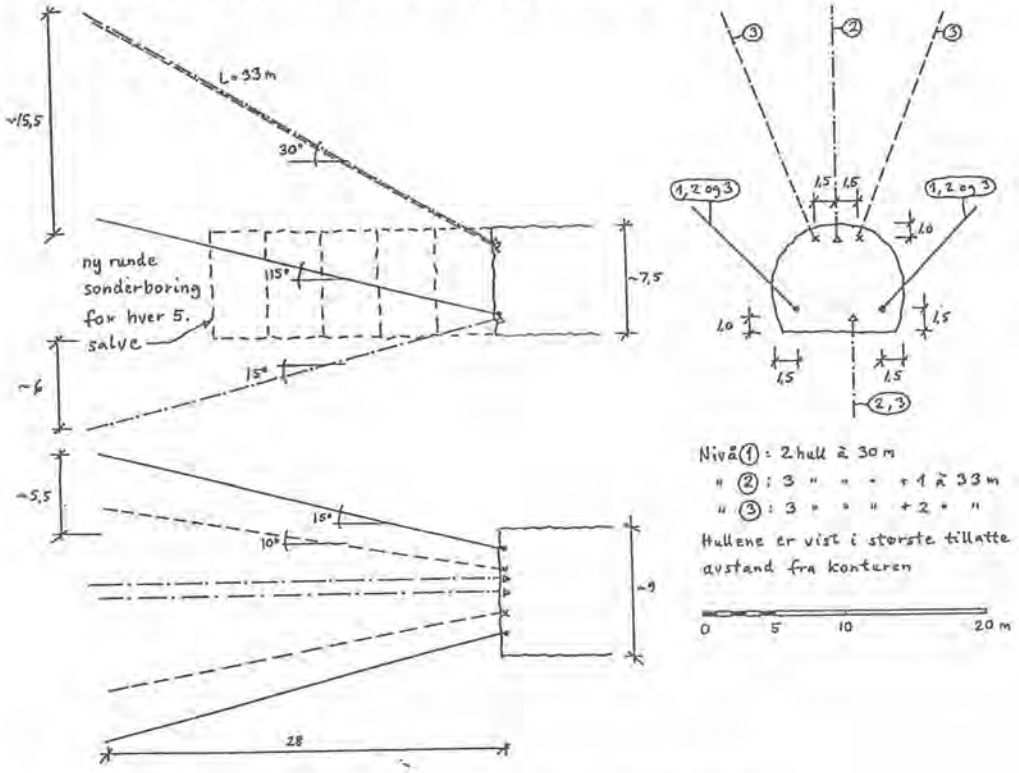
- ellers opptrådte på det midtre partiet på ca 1,5 km en rekke små og store lekkasjer, upåvirket av fjell- og løsmasseoverdekning

De mange lekkasjene var overveiende knyttet til det steile sprekkesettet i retning NØ, som stedvis sto noe mer nordlig. Dette korresponderer med forholdene i Ellingsøytunnelen, men lekkasjene hadde et vesentlig større omfang enn der. Sprekkene hadde svært ofte en sprekkeåpning på bare 1-2 mm, men var utholdende og var typiske åpne strekksprekker uten belegg.

SONDERBORING

Opplegg og utført mengde

Sonderboringsopplegget er vist i figur 2. Det ble normalt sonderboret for hver 5. salve med 30 m hull, noe som ga 2 salver overlapp. Dette har vist seg nødvendig som sikkerhet.



Figur 2. Plassering og lengde for sonderhull
Niva 1: systematisk på overdekkede partier
" 2: i forventede svakhetssoner
" 3: på partier med spesielt liten overdekning

Kjerneboring ble vurdert som ikke nødvendig pga at det ikke opptrådte soner med mye leire på kritiske partier. Seismisk tomografi var ennå ikke langt nok utviklet som praktisk metode på stuff til å bli tatt i bruk for de aktuelle partier med minst overdekning. Vanlig sonderboring ga en god kontroll

av overdekning, noe som ble bekreftet ved gjennomboring i et av partiene med minst overdekning under Giske. Det ble ialt utført i snitt ca 6 bormeter sonderboring pr m tunnel. Dette er høyt og skyldes de hyppig forekommende lekkasjesjonene.

Erfaringer

Observasjoner

Observasjoner under sonderboring ble utført og rapportert av entreprenørens formenn i samarbeid med byggherrens ingeniør-geolog og kontrollingeniører, som fulgte med på det meste.

Observasjoner av innlekkasje ble foretatt under stangskifte, noe som gjorde det mulig å påvise lekkasjer over 20-30 l/min pr hull. Ved mistanke om mindre lekkasjer nær stuffen, må man vente 2-3 min før hullene får tømt seg. Lekkasjene ble målt med målekar eller vannmåler, normalt etter fullføring av hullet.

Der de steile sprekkene stod i relativt liten vinkel til tunnelen, dvs mindre enn ca 45^0, ble ytterhullet gjerne vinklet noe mer utover for om mulig å lokalisere åpne sprekker tidligere.

Avhengig av foliasjon og oppsprekking må man regne med en del boravvik, men dette er mindre vesentlig for identifikasjon av steile lekkasjesprekker omtrent på tvers av tunnelen.

Til tross for potensielt meget store lekkasjer, unngikk man problemer med vanninnbrudd til tunnelen. Systemet fungerte utmerket til å sikre mot store vanninnbrudd, og ga et godt beslutningsgrunnlag angående injeksjon. Det er ikke grunn til å redusere omfanget m.h.t. antall hull og hull-lengder.

Observasjoner av nytte for vurdering av sikringstiltak vil ikke bli diskutert i detalj her. Ved kvalifisert oppfølging

kan det på basis av sonderboringen forutsies spesielt oppsprukket og sleppete fjell, og normalt også mektigere leirpartier, ut fra borsynk, utslag på fastboringsautomatikk, farge på spylevannet etc. De 2-3 mest markerte leirsonene hadde begrenset utstrekning og godt sidefjell, og ga ikke behov for kjerneboring for å kontrollere utstrekning av leirrike partier.

Samlede kostnader for sonderboringen utgjør under 20% av injeksjonskostnadene. Dette anses som vel anvendt som forebyggende og kostnadsreduserende tiltak.

INJEKSJON

Opplegg og utført mengde

Det ble normalt boret injeksjonsskjerm med 20 stk 18 m hull satt med 1,5 m avstand langs konturen og vinklet 10^0 utover fra denne. Tabell I viser oversikt over medgåtte masser til forinjeksjon. Det ble ikke utført etterinjeksjon.

Injeksjonsboring	, bormeter	14.363
Injeksjon Rapid	, kg	896.000
" Cemsil	, kg	118.270
" Mauring	, kg	4.925
Stopptid	, timer	1.674

Tabell I Forinjeksjonsmengder

Det ble injisert i 93 injeksjonsomganger, noe som medregnet overlapp og endel ekstra omganger utgjør ca 40% av tunnellengden. Injeksjonsmengde og tid varierte sterkt; fra henholdsvis 2,5 - 48 timer/skjerm og 1-51 tonn/skjerm, de laveste tallene gjelder injeksjon av kun sonderhull.

Erfaringer

Injeksjonsprosedyren beskrev start av injeksjon med tynn blanding, (v/s = 2,0), men etter erfaring gikk man raskt opp på tykkere masse når det var påvist store lekkasjer i åpne sprekker.

Beslutningskriteriet for injeksjon med full skjerm var satt til 6 l/min ut av ett sonderhull, og mindre dybde til lekkasjen enn 10 m fra stuff. Dette ble imidlertid skjønnsmessig vurdert slik at ved lekkasjer på under ca 10 l/min fra et par-tre hull ble av og til bare sonderhull eller redusert skjerm injisert. De fleste lekkasjesprekkene var imidlertid så gjennomsettende at noen oppdeling av skjermene normalt ikke hadde noen hensikt.

Injeksjon ble oftest avsluttet med Cemsil for å spare tid, idet dette reduserte behovet for herdetid. På enkelte små lekkasjer gikk man rett på med Cemsil, dette gjaldt kun små innganger dvs under 1 tonn/skjerm.

I en del leirinfiserte oppsprukne og oppknuste soner med mindre leirslepper, som allikevel ga store innlekkasjer var det vanskelig å oppnå ønsket tetthet. Blanding av injeksjonsmiddel og leire eller fortrenging av leira kunne tilsynelatende opptre. Flere omganger var tildels nødvendig.

Mauring ble forsøkt der man hadde store vannmengder og ikke oppnådde mottrykk. Kontrollboring påviste hyppig mislykket tetting og supplerende injeksjonsskjerm måtte da utføres. I liknende tilfelle, der man i stedet brukte bare Rapid og aksepterte større masseinngang, ble sluttresultatet vellykket.

Det tildels store mengdeforbruket i en del av injeksjonsskjermene må vurderes i lys av den åpne og gjennomsettende sprekkekarakteren.

Ved forinjeksjonen oppnådde man å tilfredstille dimensjoneringskriteriet for pumpesystem og fordrøyningsmagasin på 300 l pr min og km, idet man oppnådde ca 260 l/min og km.

Det bemerkes at kostnaden til stopptid for injeksjon utgjør ca 2/3 av samlet injeksjonskostnad. Det er derfor svært viktig at prosedyrene for utførelse, inkludert tykkelse av masse, begrensninger i pumpet mengde, valg av middel etc blir tilpasset forholdene undervegs slik at både ønsket tetthet og redusert stopptid oppnås. Ved store injeksjonsmengder er det viktig å ha reservepumpe tilgjengelig.

GENERELLE SYNSPUNKTER

Endel viktige momenter som også har generell interesse er:

- for å kunne oppnå mer presise prognoser m.h.t. lekkasjer er det viktig å oppnå en god forståelse av de tektoniske hovedtrekkene spesielt m.h.t. yngre forkastningsbevegelser. Dette kan gi bedre mulighet til å forutsi hvor og på hvilke sprekkesett lekkasjene må ventes

- forundersøkelsene må forbedres for å kunne oppnå dette. Spesielt bør det trolig utføres kjerneborhull med vanntapsmåling, rettet mot spesielle sprekkesett. Dette gjelder ikke bare for å kunne utarbeide mer presise kostnadsoverslag, men det kan eventuelt også påvirke trasévalg. F.eks. vil det være svært uheldig å legge tunneler i liten vinkel til sterkt vannførende sprekkesett

- det er ikke lønnsomt å forsøke å redusere omfanget av vannavskjermingshvelv ved å øke injeksjonsmengden

- det kan være aktuelt å vurdere en reduksjon i injeksjonsmengden, ved å akseptere større pumpekostnader i tunneler der fjellet gir mye lekkasjer. Kapitaliserte pumpekostnader for Godøy-

tunnelen utgjør ca 1/4 av injeksjonskostnaden

- vanskelighetene med å oppnå god tetting i de leirførende sonene maner imidlertid til at en slik eventuell reduksjon av tettingen må skje med omhu og fortrinnsvis knyttet til åpne sprekker i godt sidefjell.

- lekkasjer i forbindelse med leirholdige soner bør nok uansett tettes godt, og eventuelt med skjerm lenger ut fra tunnelkonturen, for å oppnå mindre gradient og mindre fare for utvasking

REFERANSER

BLINDHEIM, O. T. (1987):
"Tunnelsamband Giske-Godøy. Ingeniørgeologisk beskrivelse av grunnforholdene" Rapport 2028.01. Upublisert.

OLSEN, A. B. & BLINDHEIM, O. T. (1987):
"Erfaringer med stabilitetssikring og tetting av vann-lekkasjer for Ålesund-Giske-tunnelene" Bergmekanikkdagen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1989

Sivilingeniør Per Stenhamar
Ingeniør Chr. F. Grøner A/S

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntelig på konferansen uten utgivelse av skriftelig referat.

DIREKTE FUNDAMENTERING ELLER PELEFUNDAMENTERING SETT FRA BYGGETEKNISK SIDE.

Siviling. Eystein Abel Engh
SIVILING. OLAF ABEL ENGH A/S

SAMMENDRAG

Innlegget tar innledningsvis for seg dagens situasjon hos planleggere/byggherrer. Deretter går en i stikkordsform inn på særtrekk og problemstillinger for de to fundamenteringsmåtene. Til slutt er det vist et eksempel hvor de to fundamenteringsmåtene er satt opp mot hverandre.

DAGENS SITUASJON I BYGGEBRANSJEN.

Dagens situasjon er karakterisert av:

- Overkapasitet hos planleggere.
- Priskonkurranse ved rådgiveroppdrag.
- Store ledige bygningsarealer.
- Byggherrer med sterk fokusering på rentabilitet på kort sikt.
- Nye typer byggherrer - bygger for salg, ikke for eget bruk.
- Krav om sikker økonomi fra start.
- Entreprenørstyrte prosjekter.

Dette leder til:

- Press på økonomien i hele byggesaken.
- Kortere tid til planlegging.
- Valg av enkle anleggstekniske løsninger. (som ofte er de beste?)
- Valg av økonomisk (u)sikre løsninger.
- Mye smartnes med lettvindte løsninger.
- Kortsiktige løsninger.
- Undervurdering av geoteknikkfaget hos mange rådgivere.

Hva er dagens byggherrers holdning til fundamentering?

Enten: Peling ødelegger økonomien.
Eller: En kjeller er unyttbar og ikke rentabel.

Disse synspunktene er vanligvis ikke tuftet på realistiske beregninger. Ofte skyldes de uheldige erfaringer eller usikre rådgivere.

DIREKTE FUNDAMENTERING

GRUNN FUNDAMENTERING SÅLE/PLATE PÅ MARK.

- Dette gir ofte enkel og oversiktlig økonomi og fordrer beskjedne geotekniske undersøkelser.
- Setningsberegningene ofte usikre.
- Det kan bli skjevsetninger ved bygging inntil.
- Skjevsetninger ved ujevnt fordelte krefter, f.eks. ved tilfluktsrom på bakken.
- Problemer med optimal frostisolasjon ved bruksendring fra "varmt" til "kaldt" bygg.

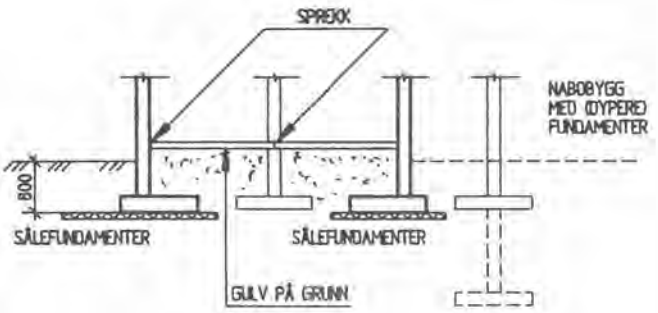


Fig. 1

KOMPENSERT FUNDAMENTERING.

Problemer som kan oppstå er først og fremst knyttet til etablering av byggegropen.

- Rystelser ved spunting.
- Setninger på nabobygg som følge av:
  - grunnvannsenkning.
  - deformasjoner/tøyninger i spunt og stag.
- Ofte undervurdering av utgraving for dypere sjakter.
- Vanskelig å trafikkere byggegrop.
- Urasjonell anleggsdrift.
- Ofte krav om seksjonsvis utgraving.
- Liten forståelse og "unnaluring" hos entreprenør.
- Kontroll og oppfølging helt nødvendig.
- Ofte sikkerhet ≈ 1.0 av hensyn til økonomisk gjennomførbarhet.
- Krav om aktsomhet og erfaring under utførelsen.
- Ved hel bunnplate: Best økonomi ved relativt små spennvidder.
- Tilnærmet setningsfritt, dog ofte usikre beregninger på dette punkt.

- Det er ofte stor økonomisk risiko som legges på byggherren:
  - Usikre kalkyler.
  - Erstatningsansvar ovenfor naboer ved skader.

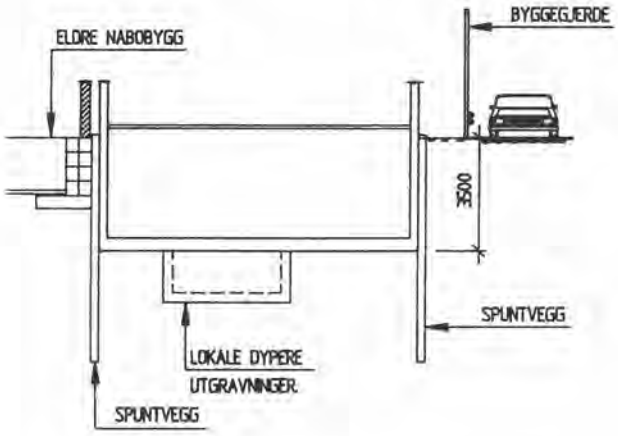


Fig. 2

PELEFUNDAMENTERING.

- Peling er nesten alltid billigere enn byggherren forventer.
  - Arbeidene utføres av spesial firmaer med relativ sterk innbyrdes konkurranse.
- Normalt kun behov for relativt enkel kontroll av utførelsen.
- Rystelser kan gi skade på nabobygg.
- Setningene ofte større enn forventet.
- Påhengskrefter overses/undervurderes.
- Elastisk sammentrykning av lange peler.
- Peling kombinert med utgraving for kjeller og for pelehoder:
  - Ofte undervurdert stabilitetsproblem p.g.a. økt poretrykk og omrørt grunn.
  - Lokale ras/glidninger medfører fare for skade på peler.
- Pelefundamentering gir liten kapasitet for horisontallaster.
- Skråpeler er generelt uøkonomisk for horisontallaster, men er ofte nødvendig.
- Peler kombinert med gulv på grunn:
  - Alltid setningsdifferanse og problem med sprekker i gulv.
  - Problemer med graving for nabobygg.
- Peler til fjell er gunstig ved store laster og store spennvidder.
- Friksjonspeler er gunstig ved små laster og små spennvidder, problemer og dårlig økonomi ved store spennvidder og konsentrerte laster.

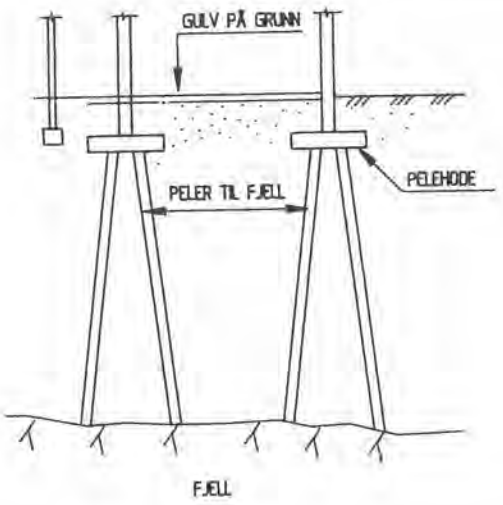


Fig. 3

TYPISK EKSEMPEL FOR VURDERING AV FUNDAMENTERINGSLØSNING.

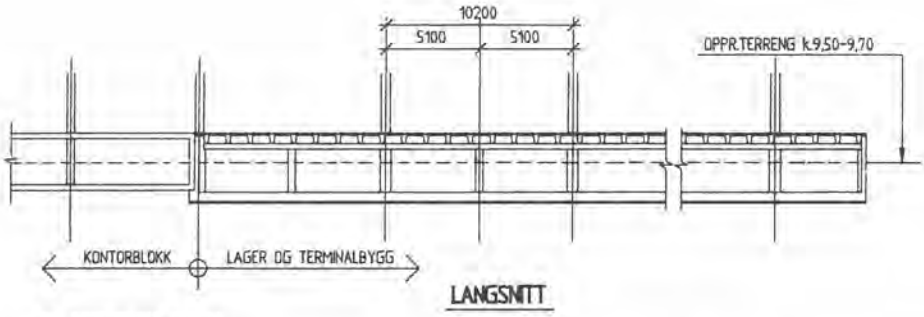
Prosjektet som er planlagt på et industriområde i Drammen skal bestå av en kontorblokk med kjeller og et lager/terminalbygg med nivå på 1. etasje gulv ca. 1,6 m over opprinnelig terreng. Det er ikke behov for kjeller under terminalbygget. Kontorblokken skal bygges med kjeller.

Grunnen består av et tynt lag tørrskorpeleire over bløt og kompressibel leire. Dybden til fjell er 70-80 m.

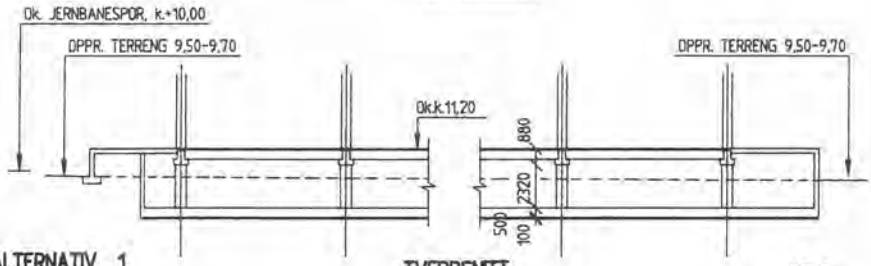
Det ble grundig vurdert to aktuelle fundamenteringsløsninger:

Alt. 1. Både kontorblokk og terminalbygg kompensert fundamentert med kjeller.

Alt. 2. Kontorblokk kompensert fundamentert med kjeller. Terminalbygg fundamentert på friksjonspeler.



LANGSNITT

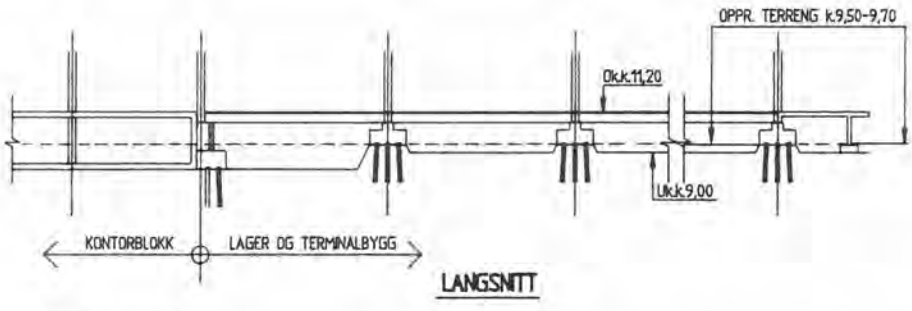


TVERRSNITT

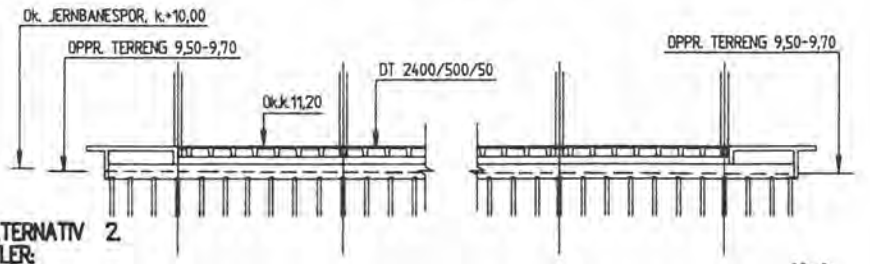
ALTERNATIV 1.
KJELLER:

(KOMPENSERT FUNDAMENTERING)

Abel Engh



LANGSNITT



TVERRSNITT

ALTERNATIV 2.
PELER:

FRIKSJONSPELER
(24m lange skjøtte peler)
(9+15)

Abel Engh

Alt. 1.

1. etasje gulv i terminalbygget er bygget opp av prefabrikerte DT-elementer av betong med ca. 80 mm påstøp.
Elementene hviler på prefabrikerte doble L-bjelker (hatte-profiler) med spennvidde ca. 5 m. Det er lagt inn sekundærsøyler i kjelleretasjen, dels for å spre lastene bedre på bunnplaten, dels for å redusere bjelkenes byggehøyde.

En løsning med full kompensering for alle egenlastene samt 50 % av nyttelastene vil gi følgende ca. - nivåer:

1. etg. nivå	kote 11.20
kjellergulv	kote 8.00
Gravenivå ca.	kote 7.50
Frihøyde i kjeller	2,6 m
Frihøyde under dragere	2,3 m

Det er regnet at gravingen kan skje i åpen grop uten spunt. Det er videre regnet med redusert gravedybde mot jernbanen.

Alt. 2.

Kontorblokk kompensert fundamentert, terminalbygg fundamentert på friksjonspeler av tre med betongoverpel.

Gulv i 1. etasje er som i det første alternativet bygget opp av DT-elementer med påstøp. DT-elementene er i dette tilfellet lagt direkte på plasstøpte fundamentdragene i byggets tverretning. Pelene er plassert i 3 rader under dragerne.

Pelene er 24 m lange, med 15 m underpel av tre og 9 m overpel av betong. Pelene har, i henhold til prøvebelastninger foretatt i 1974 tillatt last i brudd og bruksgrensetilstand henholdsvis ca. 260 kN og 200 kN.

Opprinnelig terreng er senket 50 cm under hele terminalbygget. Med de opptredende laster vil dette gi en pel pr. ca. 4 m2.

Setninger.

Alternativ 1, full kompensert fundamentering på en stiv og vanntett bunnplate vil teoretisk gi små setninger. Mer eksakte tall er ikke angitt.

Alternativ 2, med pelefundamenterte dragere, vil gi setninger av størrelsesorden 11 cm i de sentrale deler av terminalbygget og 5 cm under gavlveggene. Setningene er ikke større enn hva et elementbygg kan takle. Det vil bli differansesetninger i overgangen mellom kontorblokk og terminalbygget. Dette vil kunne løses med ekspensjonsfuger, som også er nødvendig i alternativ 1.

Byggene må i allefall skilles p.g.a. størrelsen. Differansesetninger mot og skjevsetninger av kontorblokken kan reduseres ved å foreta en ekstra avgraving av terrenget under terminalbygget mot kontorblokken, uten at dette får særlige kostnadsmessige konsekvenser.

Kostnader.

For å sammenligne alternativene prismessig er det i tabell 1 nedenfor laget en oppstilling som viser merkostnadene ved de to alternativ i 1989-kroner. Oppstillingen viser at alternativ 1, med full kompensert fundamentering, koster ca. kr. 510/m2 mer enn pelealternativet. Prisen gjelder bygningsmessige ekstraarbeider, prosjektering og rigging. Utgifter til ventilasjon og lys er ikke medtatt.

Anbefalt løsning:

Utfra en samlet vurdering av setningsproblematikk og kostnader ble det fra rådgivernes side anbefalt å velge alternativet med fullt kompensert fundamentering.

Byggherren (stor offentlig flergangsbyggherre) antyder at det tross for en svært lav m2-pris for kjelleren vil det være vanskelig å finne dekning for disse utgiftene i byggebudsjettet. Setningsproblematikken syntes ikke å ha særlig betydning all den stund begge løsningene var gjennomførbare.
Prosjektet er foreløpig henlagt.

TABELL 1.
VURDERING AV FUNDAMENTERINGSALTERNATIV.

Kostnader, alternativ 1 m/kjeller.

Ekstragraving kt 9,0 - 7,50, bortkjøring 1,5 m3/m2 (40 + 40) kr/m3		120 kr/m2
Vannulemper 100.000 kr. / 70 x 45 m2		35 "
Magerbetong, 100 mm.		100 "
Gulv på grunnen gjennomsn. 450 mm.		
Forskaling,	10	
Betong 0,45 x 860	380	
Avtrekking x stålglatting	65	
Armering 120 kg/m3 x 0,45 m3 x 10 kr/kg	540	1.000 "
Søyler		80 "
Ekstravegger, kote 9,0 - 8,0		40 "
Bjelker for dekke over kjeller		190 "
Sum		1.465 kr/m2
10 % rigg		145 "
12 % prosj. adm.		180 "
Sum		1.790 kr/m2

Kostnader, alternativ 2, peler.

Fundamenteringer		55 kr/m2
Sideforsk.	2 x 270 : 10,2	170 "
Betong	2 x 860 : 10,2	240 "
Armering	2 x 120 kg/m3 x 10 kr/kg : 10,2	10 "
Sum		475 kr/m2
Peleomkostninger		
Pris pr. pel 2500 (inkl. rigg)		
1 pel pr. 4 m2 2500 : 4		625 kr/m2
10 % rigg av kr. 475,-		47 "
12 % prosjektering/adm. av 1100,-		133 "
Sum		1.280 kr/m2

Netto tillegg ved alternativ 1 : 510 kr/m2.

KOMPENSERT FUNDAMENTERING ELLER PELEFUNDAMENTERING? KRITERIER FOR VALG AV FUNDAMENTERINGSMATE

FLOATING OR PILE FOUNDATION? CRITERIA FOR CHOISE OF FOUNDATION METHOD

Sivilingeniør Gunnar Aas
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Kompensert fundamentering på hel betongsåle ble introdusert av NGI her i landet i 1950-årene og har siden vært anvendt en rekke ganger med godt resultat, fortrinnsvis for bygg på leire. I alle disse tilfellene ble kompensert fundamentering foretrukket fremfor pele-fundamentering på grunn av lavere kostnader.

I praksis er det bare under helt spesielle forhold at kompensert fundamentering må frarådes av hensyn til faren for uakseptable setninger. Dette gjelder spesielt når grunnen består av bløt kompressibel leire og det samtidig er store variasjoner i dybdene til fjell.

SUMMARY

Floating foundations on concrete mats were introduced in Norway by NGI in the fifties and have since then been successfully applied in a number of cases, preferably for buildings founded on clay. In each of these cases floating foundation was chosen instead of a pile foundation because of the lower cost.

In practice, the problem of damaging settlements for a floating founded structure exists only under quite special ground conditions, including soft, compressible clay in combination with extreme variations in depth to bedrock.

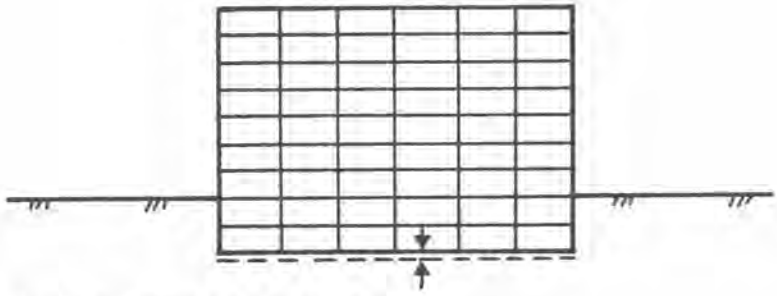
KOMPENSERT FUNDAMENTERING PÅ LEIRE

Denne fundamenteringsmåte går ut på at man kompenserer byggets tyngde med tyngden av utgravede masser for kjeller. Ved å sette bygget på en hel betongplate unngår man da å påføre jorden tilleggsspenninger som kunne føre til konsolideringssetninger.

Hvis det på forhånd foregår terrengsetninger i området, vil bygget også få setninger. Ved nogenlunde full kompensering vil imidlertid bygg og omkringliggende terreng (gater, ledninger) sette seg likt, hvilket som regel vil være fordelaktig.

Under utgravning av byggegropa vil det skje en viss bunnhevning (Fig. 1). Dette skyldes først og fremst formendringsdeformasjoner, men kan også være delvis betinget av en viss svelling av leiren like under graveplanet. Ved gjenbelastning med byggets tyngde vil bygget undergå en setning av samme størrelsesorden som bunnhevningen.

a) Avlastning med bunnhevning



b) Gjenbelastning med setning

Fig. 1 Kompensert fundamentering

Siden kravet til kompensering av byggets tyngde springer ut fra et rent setningshensyn (bruksgrensetilstanden), kan man i denne henseende regne realistisk med hensyn til setningsgivende nyttelaster. Dette innebærer at man i praksis ofte ser bort fra nominelle nyttelaster ved vanlige forretnings- og kontorbygg.

I tilfeller hvor byggets tyngde varierer mye over det bebyggede kjellerareal, må man påse at man har en konstruksjon som sikrer en tilstrekkelig lastfordeling på bunnplata.

Normalt støpes kjelleren vanntett med bunnplata i direkte kontakt med leiren. Bunnplata dimensjoneres for nedførte bygningslaster og et jevnt fordelt oppadrettet reaksjonstrykk fra grunnen.

PELEFUNDAMENTERING

Byggets tyngde bæres ved denne løsning i sin helhet av peler som her forutsettes rammet til fjell. Setningene på bygget blir små, tilsvarende den elastiske sammentrykning av pelene. Hvis det pågår terrengsetninger i området, vil man kunne få en setningsforskjell mellom bygget og det omkringliggende terreng som kan by på problemer, f.eks. med hensyn til ledningsinnføringer.

Slike pågående terrengsetninger samt setninger i forbindelse med rekonsolidering av "forstyrret" leire rundt og mellom pelene medfører påhengskrefter og ekstra last i pelene. Under ramming av pelene fører massefortrengning til at leiren trykkes sammen i horisontalretningen og utvider seg i vertikalretningen slik at man får en terrenghevning som vist på fig. 2, a. De høye horisontalspenninger og poretrykk dette medfører i leiren, er imidlertid ikke stabile på sikt. Poretrykksutligning og rekonsolidering medfører en volumminskning og setning av leiren rundt pelene (fig. 2, b).

Ettersetninger i forbindelse med peleramming medfører at et kjellergulv som legges direkte på grunnen vil sette seg i forhold til vegger og søyler. Alternativet er et frittbærende gulv. Hvis man av setningstekniske årsaker ikke kan anlegge et slikt gulv drenert, må det støpes vanntett og dimensjoneres for et antatt ugunstigst forekommende oppadrettet vanntrykk.

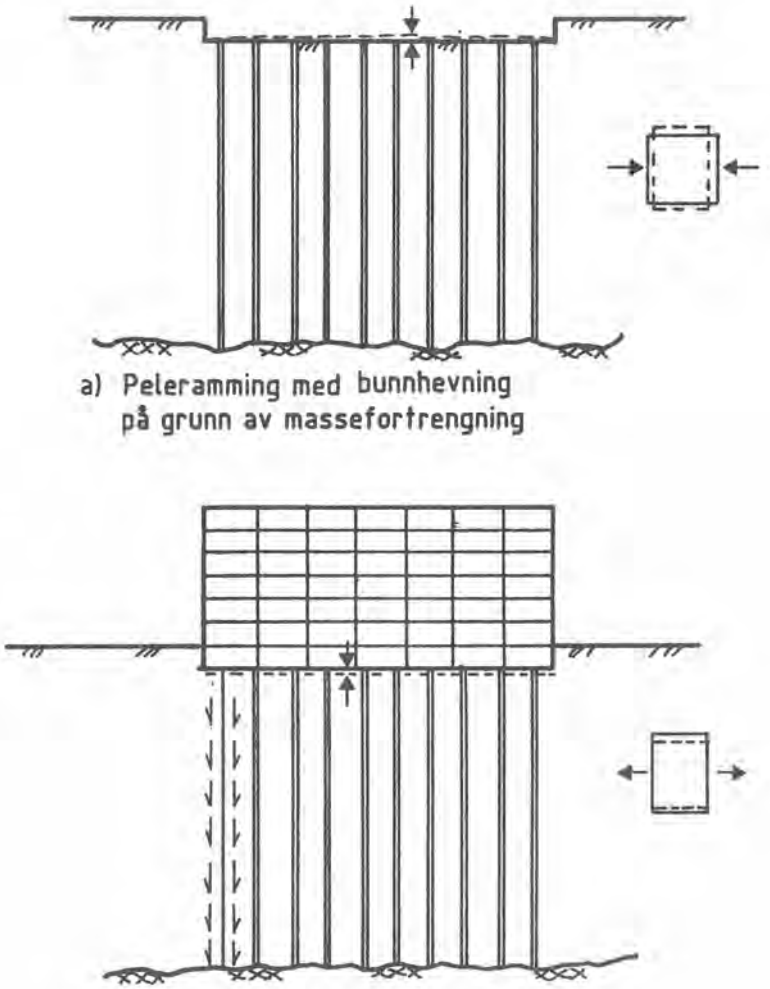


Fig. 2 Pelefundamentering med massefortrengning og rekonsolidering som fører til påhengslaster

EKSEMPLER PÅ, OG ERFARINGER MED, KOMPENSERT FUNDAMENTERING

Metoden med kompensert fundamentering på hel betongsåle ble introdusert her i landet av NGI i 50-årene og har siden vært benyttet i en rekke tilfeller, bl.a. i Drammen. Et eksempel

på et slikt kompensert fundamentert bygg er Bragernes Apotek i Drammen (fig. 3) som ble oppført i 1956.

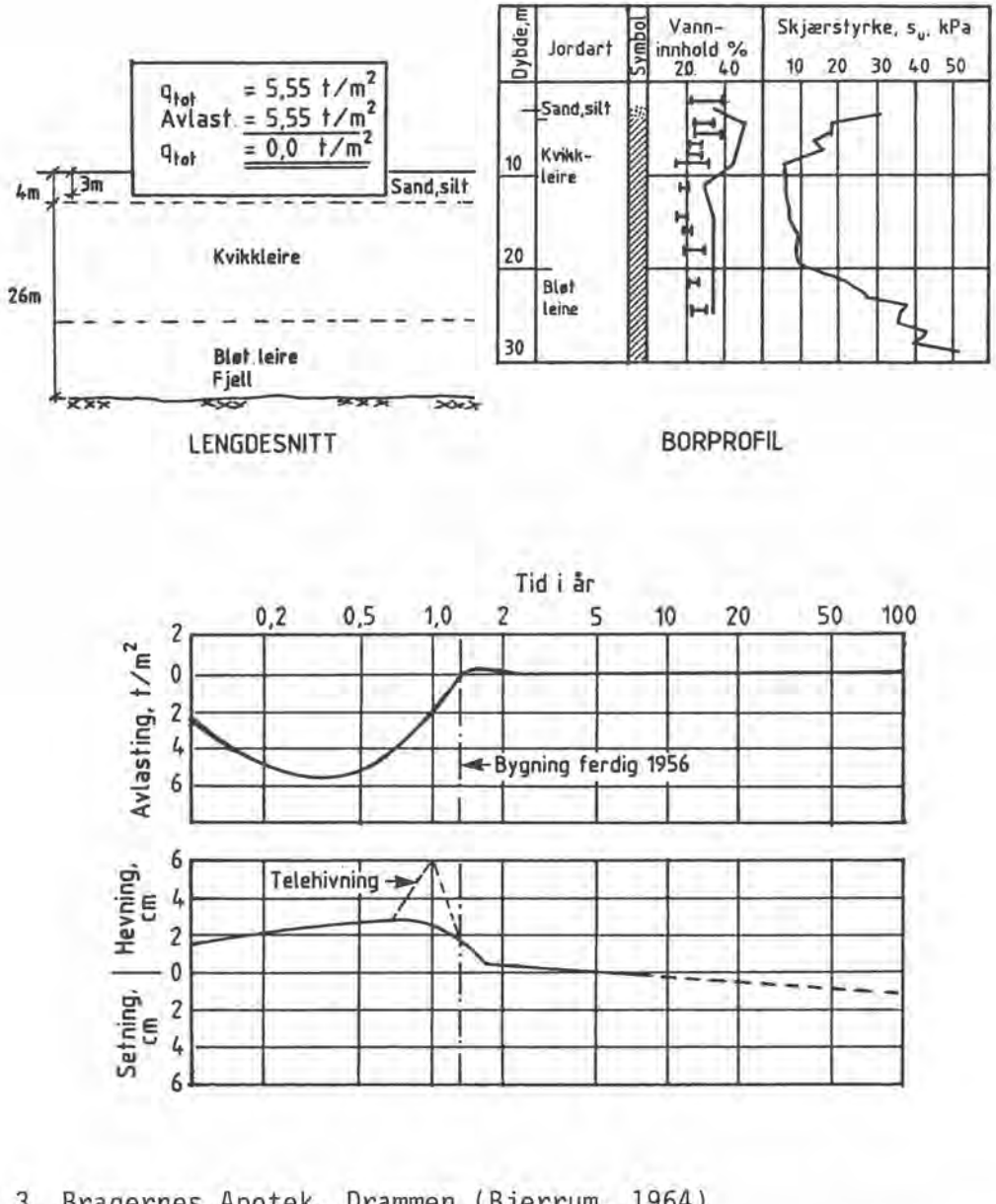


Fig. 3 Bragernes Apotek, Drammen (Bjerrum, 1964)

Ved mange av disse byggeprosjektene var leiren så bløt at utgravning og støping av bunnplata måtte foretas seksjonsvis for å unngå bunnoppressing. Til tross for at man som regel har arbeidet med så lav sikkerhet at man kunne frykte plastiske deformasjoner i leir-

massene under gravenivå, har målinger vist (Tabell I) totalsetninger for slike bygg (med ēn kjeller) på kun 29-45 mm. Ved et par tilfeller har man også, som vist på fig. 3, registrert en bunnhevning av samme størrelsesorden under utgravningsfasen.

Bygg[1] Ferdig år	Sted	Sikkerhet mot bunnoppresning		Belastning t/m²			Deformasjoner cm		
		s_u t/m²	F[2]	$q_{avlastn.}$	$q_{belastn.}$	q_{netto}	Hevning	Setn. under bygget	Total setn.
Håndverk og Industri - 1958	Drammen	0.7-1.5	1.3	4.3-5.3	4.7	0.1	2.6	(1.3)	3.4
Bragernes Apotek - 1956	Drammen	0.6-1.5	1.2-1.3	5.6	5.6	0	2.9	1.2	2.9
Norløff 1955	Drammen	0.6-1.5	1.2-1.3	≈5	≈5	0	-	-	≈3
Park Hotell 1961	Drammen	1.0-1.5	1.3	5.1	5.1	0	-	2.5	4
Idunbygg 1963	Fredriksstad	3.0	2.0	6.0	6.0-6.5	0-0.5	-	3	4.5

1) Alle bygg er fundamentert på hel såle.

2) Alle bygg unntagen Idunbygget er utgravet i seksjoner med midlertidig belastning av utstøpt såle. De angitte sikkerhetsfaktorer er totalsikkerheten efter ferdig utgravning.

Tabell I (Bjerrum, 1964)

Postgirobygget som ble oppført i 1973/74 er delvis (høyblokken) fundamentert på borede betongpilarer til fjell, men for øvrig kompensert fundamentert på en betongplate i 9-10 m dybde. Leiravsetningens tykkelse under lavblokken varierer mellom 5 og 60 m.

Utgravningen ble utført som vist på fig. 4. Først gravde man ut og støpte de to kjellerne seksjonsvis mellom en ytre og indre spuntvegg rundt omkretsen av høy- og lavblokken. Etter at denne ca. 10 m

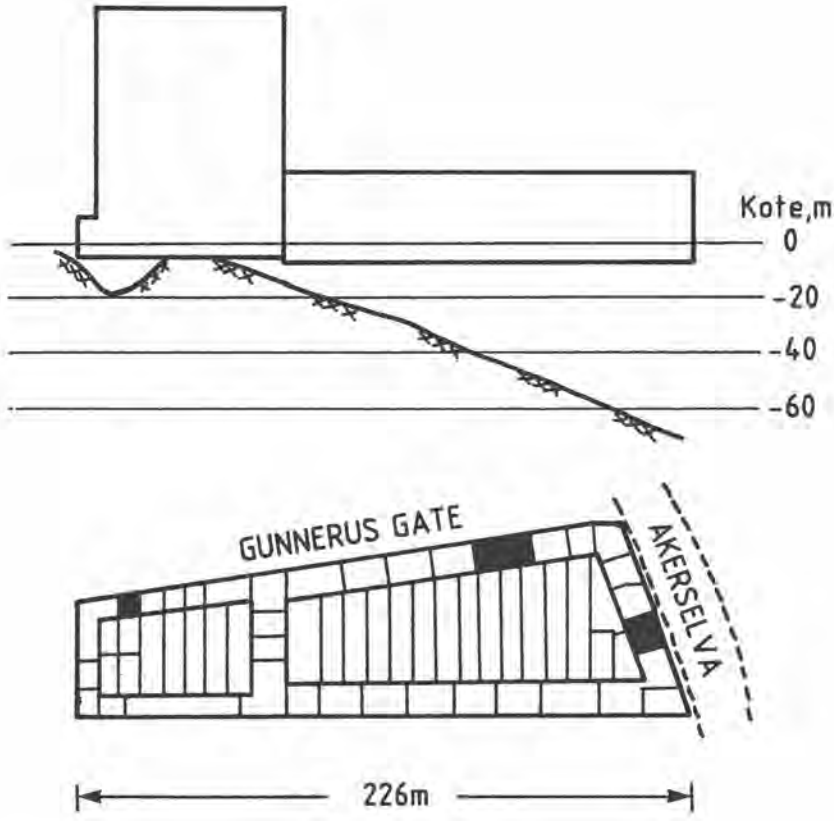


Fig. 4 Postgirobygget. Profil og graveplan

brede ramme av kjellerkonstruksjoner var støpt, ble den indre del av byggegropa gravet ut og støpt i seksjoner av ca. 10 m bredde.

Det var på forhånd anslått at man ville få en bunnhevning under utgravningen av kjellerne på opptil 100 mm og en tilsvarende setning ved gjenbelastningen med byggets tyngde. For å gjøre gjenbelastningen så skånsom som mulig, med tanke på de deformasjoner den meget stive kjellergulvkonstruksjonen skulle undergå, valgte man en prosedyre med avtrappet oppføring av bygget som vist på fig. 5, slik at tiden mellom utgravning og full gjenbelastning ble mest mulig lik over hele det bebyggede areal.

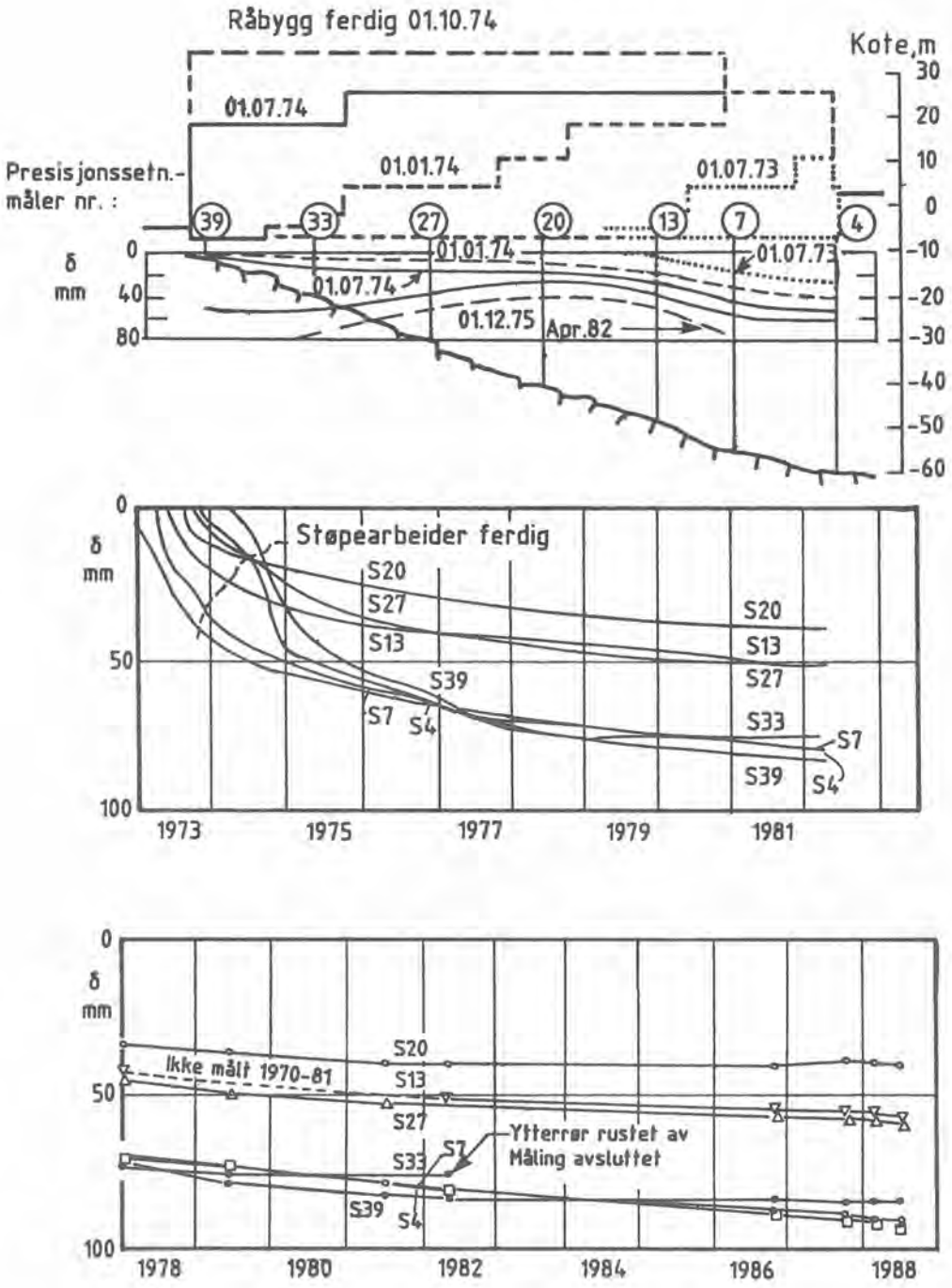


Fig. 5 Postgirobygget. Målte setninger (Aas, 1984)

Som det fremgår av fig. 5, satte bygget seg 40-80 mm i løpet av byggeperioden og de etterfølgende 2-3 år. I 10 års-perioden fra 1978 til 1988 har det kompenserte bygg satt seg jevnt med en hastighet på 1.5 - 2.0 mm/år, hvilket trolig er noe mindre enn den terrengsetning som foregikk i dette området på forhånd.

Totalsetninger varierende mellom 40 og 90 mm har ikke påført dette bygget noen skade eller ulempe med hensyn til bruken. Det var også kurant å utføre fugen mellom høy- og lavblokken slik at direkte kommunikasjon mellom de to byggdeler har fungert tilfredsstillende til tross for en setningsforskjell på 80 mm.

Drammenshallen er et eksempel på en noe ukonvensjonell bruk av kompensert fundamentering. Som man ser av fig. 6, kompenseres vertikallasten fra buekonstruksjonene ved to langsgående betongkulverter, som også opptar horisontallasten fra buene. Det er naturligvis av avgjørende økonomisk betydning i et slikt tilfelle at kulvertkjellerne kan benyttes til noe nyttig formål, f.eks. som tekniske rom, skytebane eller lignende.

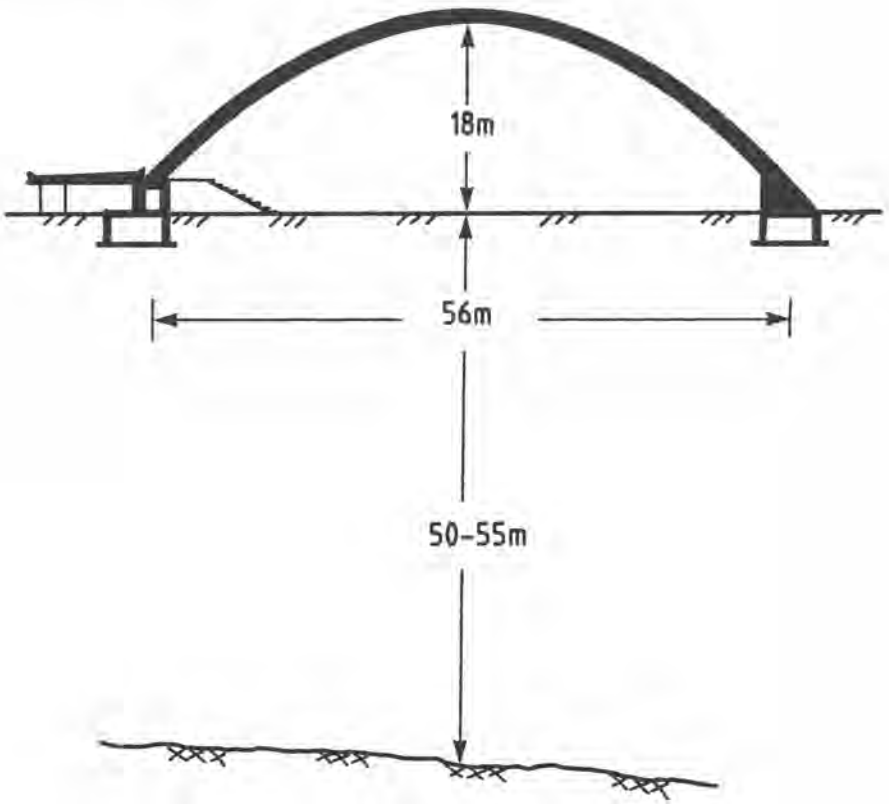


Fig. 6 Drammenshallen

ARGUMENTER SOM HAR VÆRT REIST MOT KOMPENSERT FUNDAMENTERING

a) Setninger

Det har fra visse hold vært uttrykt bekymring for at det skulle kunne oppstå skadelige setninger på kompensert fundamenterte bygg, selv om byggene i seg selv ikke representerer noen tilleggsbelastning på grunnen. Man tenker da enten på områdesetninger som er karakteristisk for mange tettbebyggelser på leirgrunn, og som skyldes endrede grunnvannsforhold sammen med faktorer som f.eks. landhevning og sekundær konsolidering, eller man tenker på mer konsentrert anleggsdrenasje i forbindelse med pågående byggeprosjekter. Før man går til det skritt å anbefale konsekvent at all tyngre bebyggelse i byområder fundamenteres på peler til fjell, bør man imidlertid se litt nærmere på hvilken størrelse man kan forvente seg av setninger, og videre hvilke konsekvenser setningene vil kunne få både når det gjelder kompensert fundamentering og pelefundamentering.

Røste og Sander (1973) foretok i sin diplomoppgave ved NTH en omfattende undersøkelse av omfanget av, og årsakene til opptredende terrengsetninger i Oslo sentrum. Undersøkelsen som omfattet en rekke målepunkter i dyprennene Studenterlunden, Gunnerusgt., Vaterland og Grønland, konkluderte med (fig. 7) at pågående terrengsetninger er av størrelsesorden 0.04 til 0.08 mm pr år og meter tykkelse av leiravsetningen. Som man ser, synes terrengsetningen for en stor del bestemt av landhevningen samt terrengoppfylling (sekundærsetninger), men påvirkes av om man har et poreovertrykk eller poreundertrykk ved fjell.

Ovenstående tallverdier innebærer at man ved f.eks. 30 m dybde til fjell skulle forvente en setningshastighet på mellom 1.3 og 2.5 mm/år. Selv for et 20 m langt bygg hvor fjelldybdene varierer 20 m, blir differenssetningen ikke større enn 0.9 - 1.7 mm/år eller 45-85 mm (skjevsetning 1:445 - 1:235) etter 50 år. Man kan derved slutte at det kun måtte være i helt spesielle tilfeller at de pågående "naturlige" terrengsetninger kunne representere noe problem med hensyn til anvendelse av kompensert fundamentering.

Karlsrud (1981) har sammenlignet beregnede og målte setningshastigheter for tilfeller hvor poretrykket i bunnen av en leirfylt dyprenne hadde blitt redusert som følge av anleggsdrenasje. Vi ser av fig. 8 at ved fjelldybder større enn 10-15 m kan en poretrykksreduksjon ved fjell på f.eks. 5 m over en periode på ett år medføre setninger av størrelsesorden 40-80 mm. Da poretrykksreduksjonen og konsolideringssetningene først og fremst omfatter den dypestliggende del av leiravsetningen, er setningenes totale størrelse her lite avhengig av om fjelldybdene er vesentlig større enn 15 m.

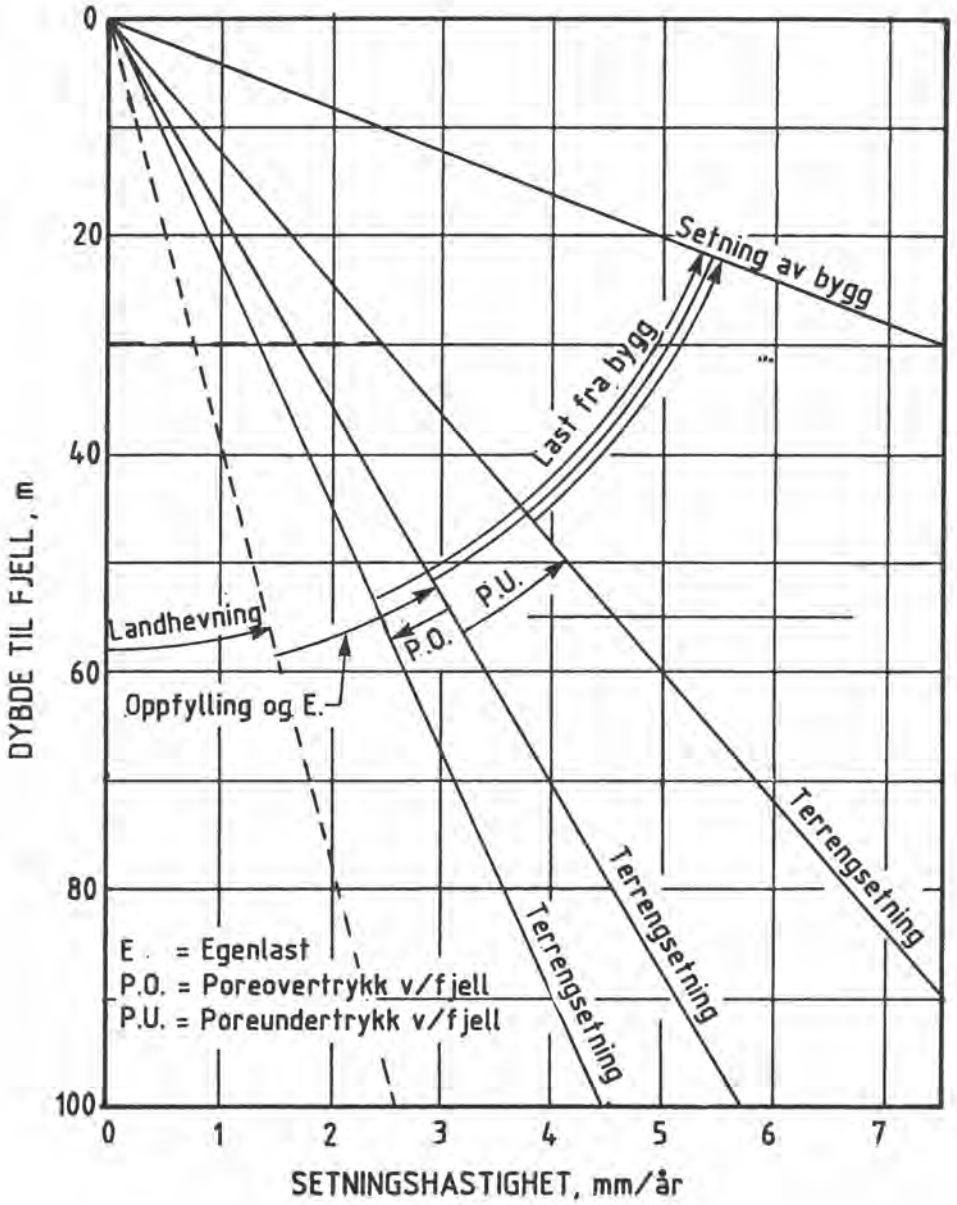
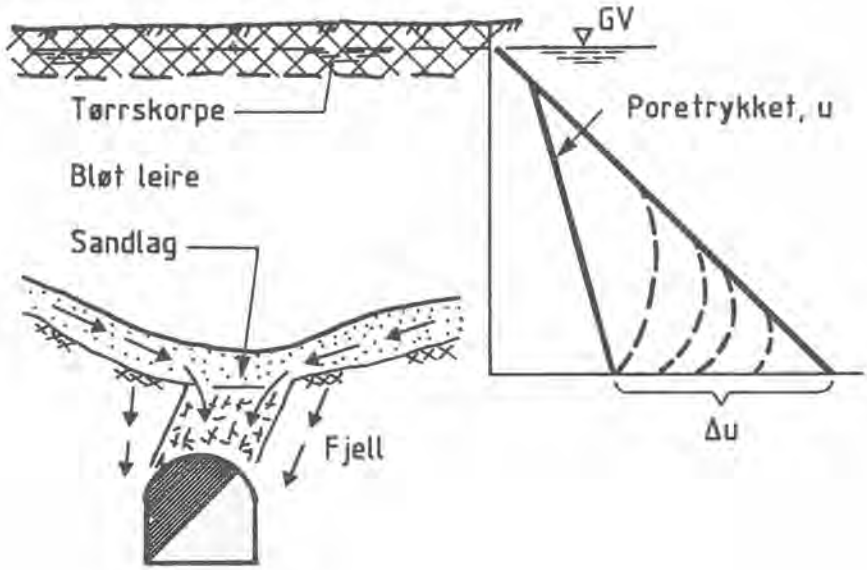


Fig. 7 Registrerte setningshastigheter i Oslo
(Røste og Sander, 1973)



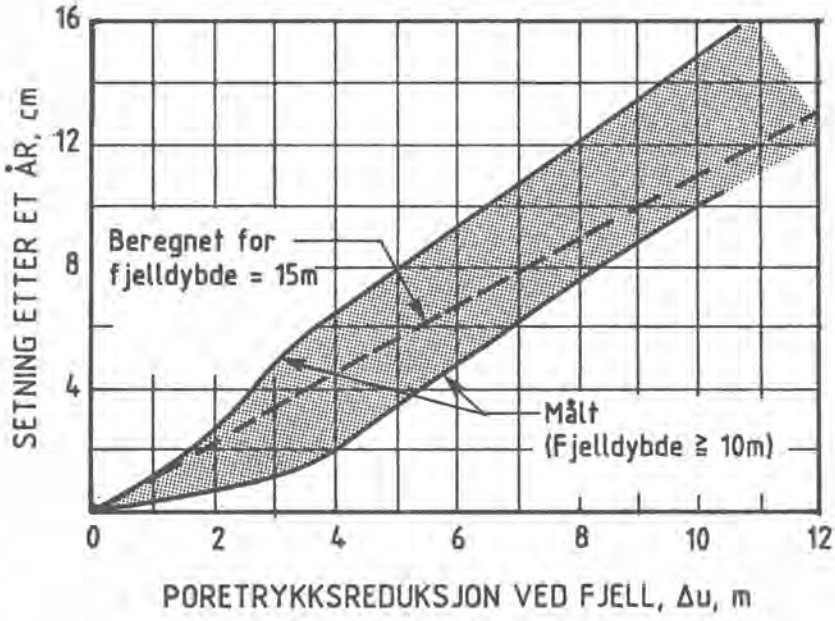


Fig. 8 Registrerte setninger i løpet av 1 år som funksjon av poretrykksreduksjonen ved fjell. (Dybde fjell > 10 m). (Karlsrud, 1981)

Etterhvert som man har fått forståelsen for både de skademessige konsekvenser av slik anleggsdrenasje og for hvordan poretrykksreduksjonen kan begrenses, er det mindre sannsynlighet for at man i fremtiden vil kunne bli utsatt for helt kritiske tilstander som f.eks. ved byggingen av Undergrunnsbanen i Oslo fra 1912 til slutten av 20-årene.

Selv en setning på noen 10-talls mm i løpet av noen måneder på grunn av anleggsdrenasje er ikke på noen måte kritisk for et kompensert fundamentert bygg. Også i et slikt tilfelle er det en fordel at det omkringliggende terreng vil sette seg likt med bygget.

Fare for skadelige differenssetninger på et kompensert fundamentert bygg kan foreligge hvis man har sterkt varierende fjelldybder og samtidig partier med fjell like under bunnplaten. I slike tilfeller vil det som regel være riktig å anbefale pelefundamentering ut fra et setningshensyn. For øvrig er det ingen grunn til å avskrive kompensert fundamentering ut fra frykten for setninger, uten at man beregningsmessig kan sannsynliggjøre at det aktuelle bygg virkelig vil kunne få skadelige setninger.

b) Oppdrift

Det er benyttet som en innvending mot kompensert fundamentering at hvis byggets tyngde er betydelig mindre enn tyngden av utgravede masser (overkompensering), så kan man risikere at det oppadrettede vanntrykk mot fundamentplata bevirker en løfting av bygget. Dette er en relevant problemstilling i permeabel silt- eller sandgrunn og kanskje i oppsprukket tørrskorpeleire, men representerer sjelden noe alvorlig problem i en avsetning bestående av relativt homogen, tett leire.

I virkeligheten vil det alltid foregå en viss vanntransport gjennom betongplata. Laboratorieforsøk på vanlig konstruksjonsbetong (C 35) har vist en permeabilitet på $5 \cdot 10^{-11}$ v,/sek. I praksis antas en utstøpt bunnplate å være noe mere permeabel. Helt bestemmende for vanntransporten gjennom plata er imidlertid fordampningen på platas overside og det kapillære sug i betongen. Man kan således gå ut fra at den vannmengde som under disse forhold kan transporteres gjennom plata på grunn av kapillært sug, er minst 100 ganger den vannmengde som er bestemt av betongens permeabilitet og den hydrauliske gradient gjennom plata.

I praksis kan vi derfor regne med en ekvivalent permeabilitet i betongen på ca. $5 \cdot 10^{-9}$ cm/sek. Da denne verdi er bare 10 ganger mindre enn permeabiliteten i en typisk norsk leire, vil man få en situasjon med permanent vannstrømning mot kjelleren, og et pore-

trykk mot bunnplata som er mindre enn tilsvarende høydeforskjellen mellom grunnvannsspeilet og underkant plate.

Problemstillingen er illustrert ved eksemplet i fig. 9 hvor man tenker seg en 2 etasjes garasjekjeller uten overbygg. Underkant bunnplate ligger 6 m under dimensjonerende grunnvannstand, og tyngden av bygget inklusive påhengslasten på veggene er 40 kPa. Hvis bunnplaten hadde vært 100 prosent vanntett, ville man fått et oppadrettet vanntrykk under plata på 60 kPa og altså et netto løftetrykk på 20 kPa.

Hvis man imidlertid forutsetter permeabiliteter i leire og betong som angitt over, kan man beregne det vanntrykk p_w mot bunnplatens underside som akkurat tilfredsstiller kravet om at samme vannmengde skal passere gjennom leire og betongplate:

Vannmengde gjennom leire: (k_L = 0.016 m/år)

$$q_L = k_L \cdot \frac{N_f}{N_d} \cdot (6-p_w)/B = 0.016 \, \frac{8}{4} \, (6-p_w)/20$$

Vannmengde gjennom betong: (k_{be} = 0.0016 m/år)

$$q_b = k_{be} \cdot \frac{p_w}{t} = 0.0016 \, \frac{p_w}{0.5}$$

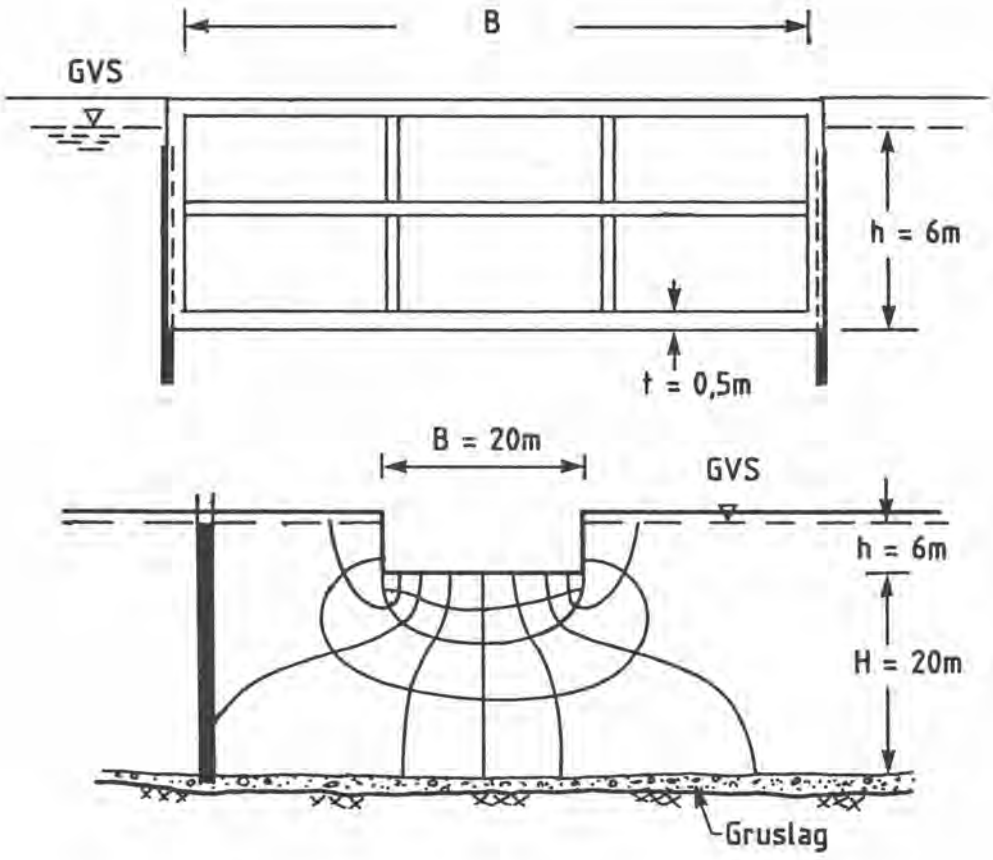
$q_b = q_L$ gir $\underline{p_w = 2 \text{ m} = 20 \text{ kPa}}$

Beregningsmessig vannmengde som går gjennom leire og betongplate:

$$q_b = q_L = 0.0064 \text{ m/år} \approx 0.02 \text{ mm/døgn}$$

Vi ser i dette tilfellet at vanntrykket mot plata blir kun 20 kPa og altså mindre enn nedadrettet fundamenttrykk. Videre ser vi at vannmengden som går inn i kjelleren er forsvinnende liten slik at den lett fordamper. Det er viktig å merke seg at siden det er transportert vannmengde gjennom leiravsetningen som bestemmer en eventuell løfting av bygget, så trenger man i leire overhodet ikke å bekymre seg om kortvarige ekstreme grunnvannssituasjoner, f.eks. i forbindelse med flom.

Eksemplet i fig. 9 bygger på en antatt ekvivalent permeabilitet i bunnplata, og er derfor beheftet med usikkerhet når det gjelder størrelsen av beregnet vanntrykk og vanntransport. Da imidlertid vanntransporten gjennom en homogen leiravsetning er meget liten (f.eks. i forhold til årlig nedbør), kunne man i et slikt tilfelle uten fare for skadelig drenasje på omgivelsene legge et drenerende gruslag under betongplata med endel drenshull i plata, og derved sikre seg at det ikke bygget seg opp et vanntrykk av noen be-



Antall strømkanaler: $N_f = 8$
Antall ekvipotensialfall: $N_d = 4$

Fig. 9 Permanent tilstand med strømning av vann til kjeller

tydning under plata. Det måtte imidlertid da være en forutsetning at leiren og spunten langs veggene sikret mot fri kommunikasjon av vann fra et eventuelt permeabelt topplag av sand eller fyllmasser og ned til drenslaget under bunnplata.

TEKNISK-ØKONOMISK AVVEINING MELLOM PELEFUNDAMENTERING OG KOMPENSERT FUNDAMENTERING

a) Generelt

Valg av kompensert fundamentering betinger normalt at antall ønskede kjellere står i et rimelig forhold til byggets tyngde. Å anlegge en ekstra kjeller av denne grunn som byggherren ikke kan nyttiggjøre seg fullt ut, er sjelden god økonomi.

En økonomisk sammenligning mellom de to fundamenteringsmåter må i første omgang omfatte kostnadene av bunnplaten ved kompensert fundamentering, kontra peler, pelehoder og kjellergulv ved pelefundamentering.

Det er viktig å være klar over at "naturlige" terrengsetninger og setninger på grunn av anleggsdrenasje av et slikt omfang som omtalt foran, vil bevirke fulle påhengskrefter ved pelefundamentering til fjell eller fast grunn. En naturlig konsekvens av å velge pelefundamentering i stedet for kompensert fundamentering ut fra et setningshensyn, må således være å dimensjonere pelene for opptagelse av påhengskrefter. Eventuelt kan påhengskreftene reduseres ved bitumenbelegg på pelene.

Påhengslastens størrelse kan anslås fra uttrykket:

$$Q_p = 0.25\ \overline{\sigma_{vo}'} \cdot O \cdot L$$

der $\overline{\sigma_{vo}'}$ er gjennomsnittlig effektiv vertikalspenning langs pelen og O og L er henholdsvis omkrets og lengde av pel. For en betongpel med sidekant 0.275 m og lengde 30 m (under kjellergulv i 2.5 m dybde) kan man f.eks. ha:

$$Q_p = 0.25\ \{19 \cdot 2 + 10 \cdot (0.5 + 30/2)\} 1.1 \cdot 30 = 1592\ \text{kN},$$

hvilket langt på vei utgjør dimensjonerende installert kapasitet for en slik pel.

Ved å utføre pelene med bitumenbelegg kunne påhengslasten for ovennevnte pel reduseres til anslagsvis:

$$Q_{pr} = 15 \cdot 1.1 \cdot 30 = 495\ \text{kN}$$

Ved siden av at setningsforholdene medfører betydelige merkostnader med hensyn til pelene, nødvendiggjør de også utførelse av et selvbærende kjellergulv som ihvertfall ved én-etasjes kjellerbygg koster omtrent det samme som bunnplaten ved kompensert fundamentering.

Det er en kjent sak at massefortrengningen i forbindelse med peleramming medfører en omrøring og nedsatt skjærstyrke i leire. Dette kan innebære betydelige merutgifter til avstivningstiltak for at utgravningen av byggetomten skal kunne foregå med den fornødne grad av sikkerhet.

Endelig medfører peleramming til fjell støy og rystelser som kan føre til protester og forsinkelser og i verste fall til erstatningskrav fra naboer på grunn av påførte rystelses- eller setningsskader.

En sammenligning mellom pelefundamentering og kompensert fundamentering ut fra et rent teknisk synspunkt er egentlig lite interessant i tilfeller der begge metoder fører til et teknisk akseptabelt resultat.

Nedenfor er referert 2 eksempler hvor man mener å ha kommet fram til et fullverdig teknisk resultat og betydelige besparelser for byggherren ved å velge kompensert fundamentering i stedet for peling.

b) Eksempel 1. UNI-bygget Drammen

Fig. 10 viser grunnforholdene på tomten, bestående av meget bløt og for en stor del kvikk leire ned til ca. 25 m dybde.

Med en gravedybde på ca. 4 m og to tunge nabobygninger mätte man i tillegg til seksjonsvis utgravning foreta en forsterkning av grunnen med kalkpeler (fig. 11). Det ble rammet en kort, lett spunt rundt byggegropa. Denne spunten ble så fortløpende avstemplet i 2 nivåer mot støpt bunnplate sentralt i gropa.

Følgende oppstilling viser hvor mye billigere kompensert fundamentering er enn pelefundamentering i dette tilfellet:

I Kompensert fundamentering:

Bunnplate 0.3 m (0.4 m i tilfluktsrom): 500 kr/m^2

II Pelefundamentering

Bunnplate (pluss eventuelle pelehoder): 465 kr/m^2

Peler (lengde 25 m og utnyttet bare 55% p.g.a. pähengslaster):

$0.30 \cdot 67 \cdot 25 \cdot \frac{1}{0.55}$ = 915 kr/m^2

1380 kr/m^2

Økte gravekostnader, f.eks. 30% øking av volum av kalkpeler: 300 kr/m^2

1680 kr/m^2

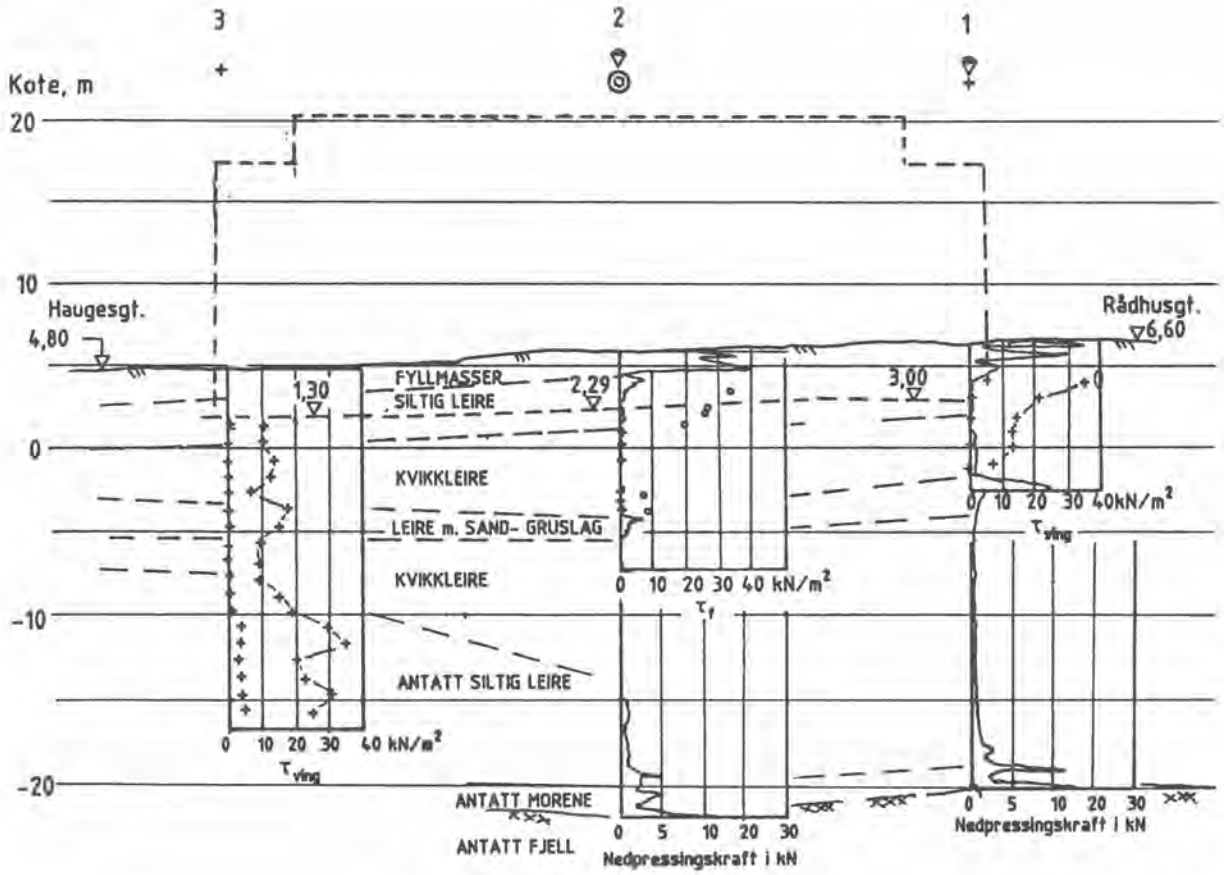


Fig. 10 UNI-bygget, Drammen. Grunnforhold

Kostnadsforskjell mellom pelefundamentert og kompensert fundamentert bygg:

(1680 - 500) 900 ≈ 1 mill. kroner

Det er i det foregående regnet med en gjennomsnittlig belastning på grunnen fra bygget på 67 kPa. Kostnaden av betongpeler ferdig installert er regnet lik 0.30 kr pr. kN last og meter pelelengde.

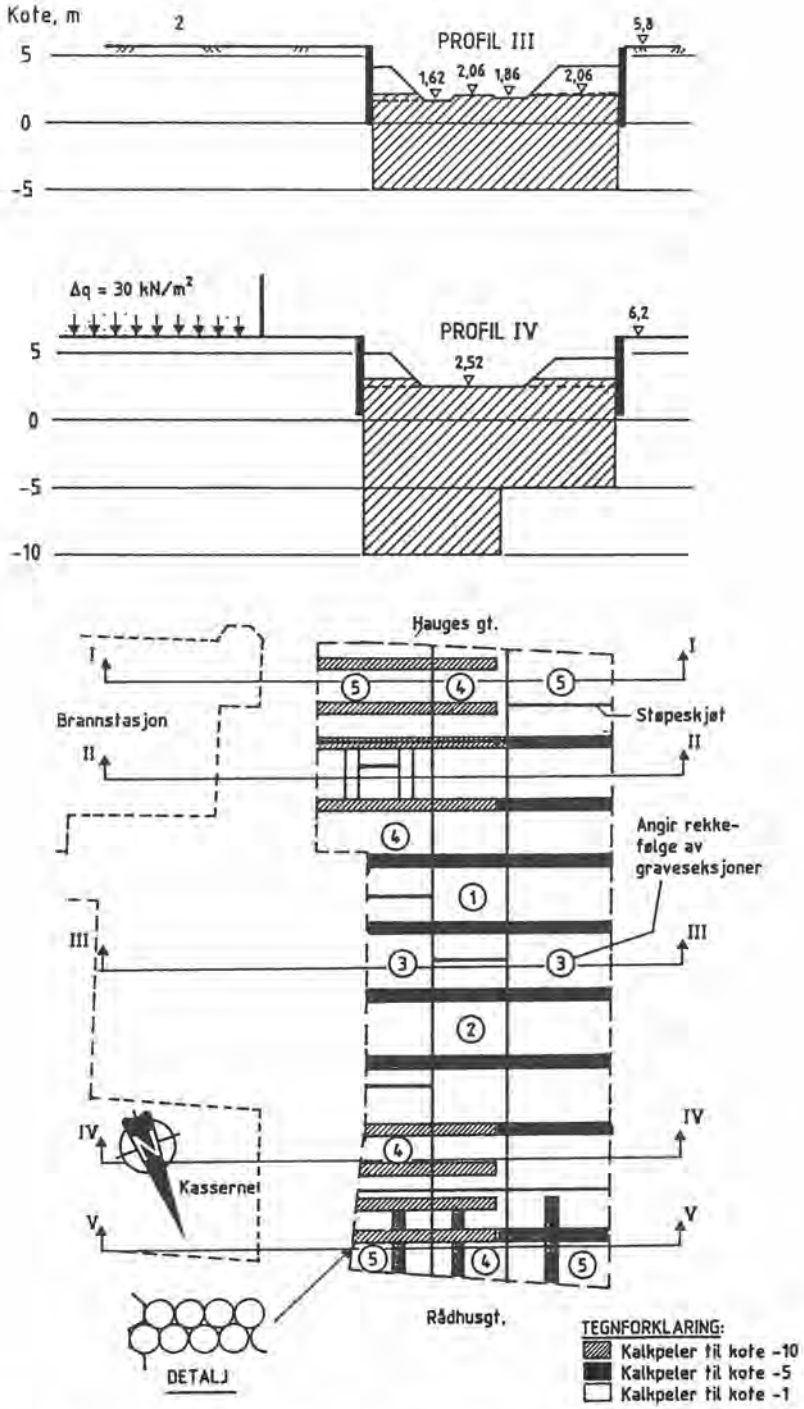


Fig. 11 UNI-bygget, Drammen. Plan for graveseksjoner og kalkstabilisering

c) Eksempel 2. Hotell Cecil, Oslo

Dette nybygget fra Olav Thon-gruppen som ligger i Stortingsgt. 8, har 8 etasjer over bakken og 2 kjelleretasjer (fig. 12). Maksimal gravedybde langs Stortingsgt. var ca. 8 m.

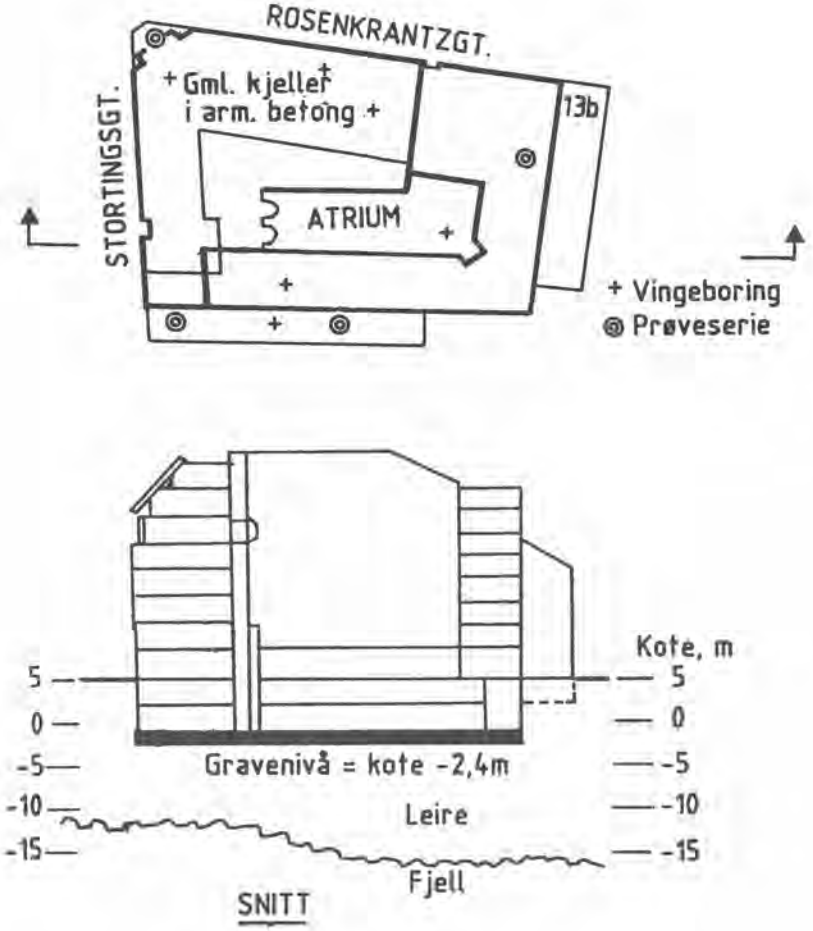


Fig. 12 Hotell Cecil, Oslo

Dybdene til fjell var her 15-20 m. Grunnforholdene for øvrig fremgår av fig. 13.

Utgravningen ble her foretatt innenfor en relativt lett spunt, rammet et par meter ned under gravenivå og stagforankret i 2 nivåer som vist på fig. 13. Dypeste graveflo (under siste stagnivå) ble utført seksjonsvis (fig. 14) med suksessiv gjenbelastning med den ca. 1.0 m tykke bunnplaten.

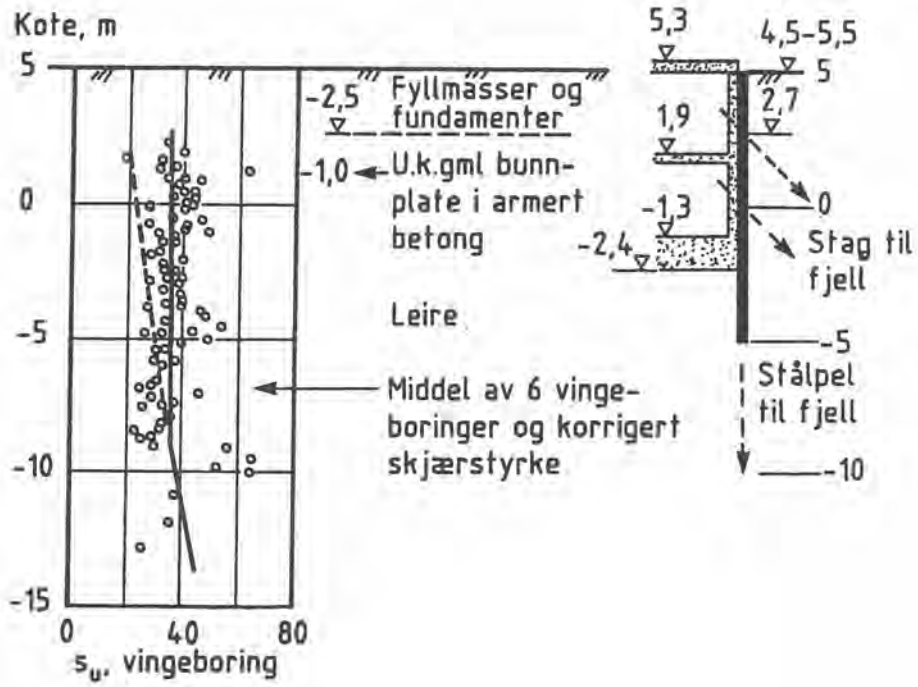


Fig. 13 Hotell Cecil. Grunnforhold. Avstivning

På fig. 14 er vist 3 målepunkter hvor man på hvert sted har registrert henholdsvis vertikalbevegelse av bunnplate (presisjonssetningsmåler til fjell), poretrykket i gruslaget over fjell og poretrykket 2 m under bunnplata.

Man ser av fig. 15 at poretrykkene i leira ble redusert på grunn av avlastningen i utgravningsperioden, men at de i takt med gjenbelastningen har steget igjen til et nivå tilsvarende grunnvannstandens beliggenhet. Ved fjell er det et lite undertrykk i porevannet, og poretrykket har her ikke vært påvirket av byggearbeidene.

Setningsmålingene viste (fig. 16) en liten hevning like etter at bunnplata var støpt, men deretter en setning på ca. 10 mm under oppførelsen av bygget. Bygget setter seg fortsatt noe raskere enn den generelle terrengsetning som er observert i dette området. Antagelig vil totalsetningen bli bare av størrelses-

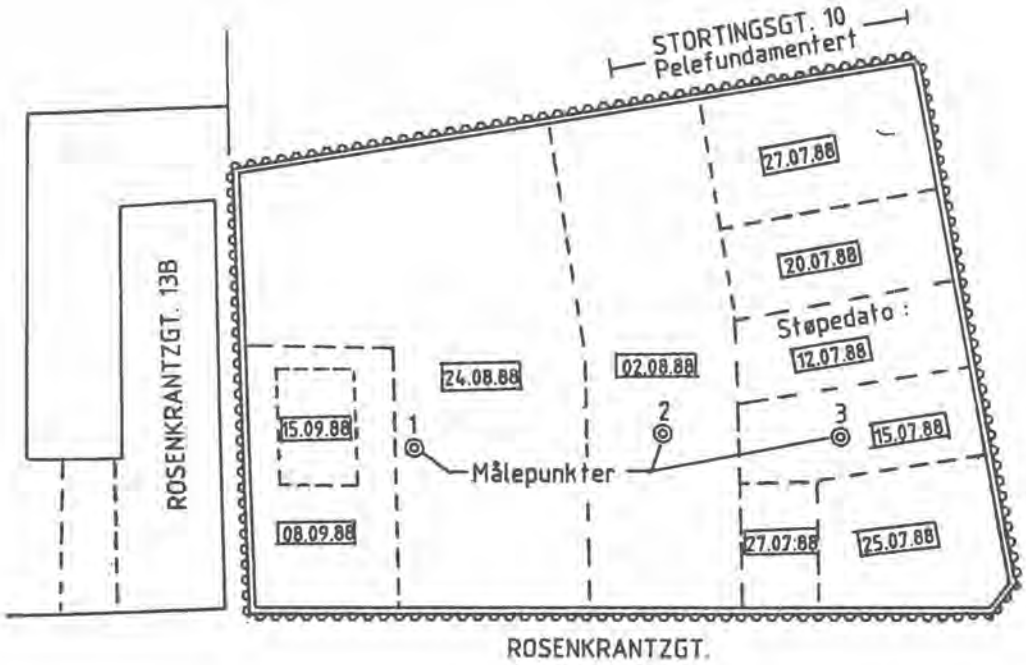


Fig. 14 Hotell Cecil. Graveseksjoner

orden 20 mm, hvilket er langt under det man kunne forvente av elastiske deformasjoner ved en 7-8 m dyp utgravning. Årsaken er antagelig den bevisste dimensjonering og oppspenning av stagene til høye laster som også har resultert i meget beskjedne terreng- og bygningssetninger (20-50 mm) nærmest rundt byggegropa.

Følgende kostnadssammenligning mellom kompensert fundamentering og pelefundamentering kan gjøres for dette prosjekt:

I Kompensert fundamentering

Bunnplate 1.0 m:	1500 kr/m^2

II Pelefundamentering

Bunnplate 0.45 m:	700 kr/m^2
Peler (lengde 15 m og utnyttet bare 80% p.g.a. påhengslaster): $0.30 \cdot 140 \cdot 15 \cdot \frac{1}{0.8}$	790 kr/m^2
	1490 kr/m^2

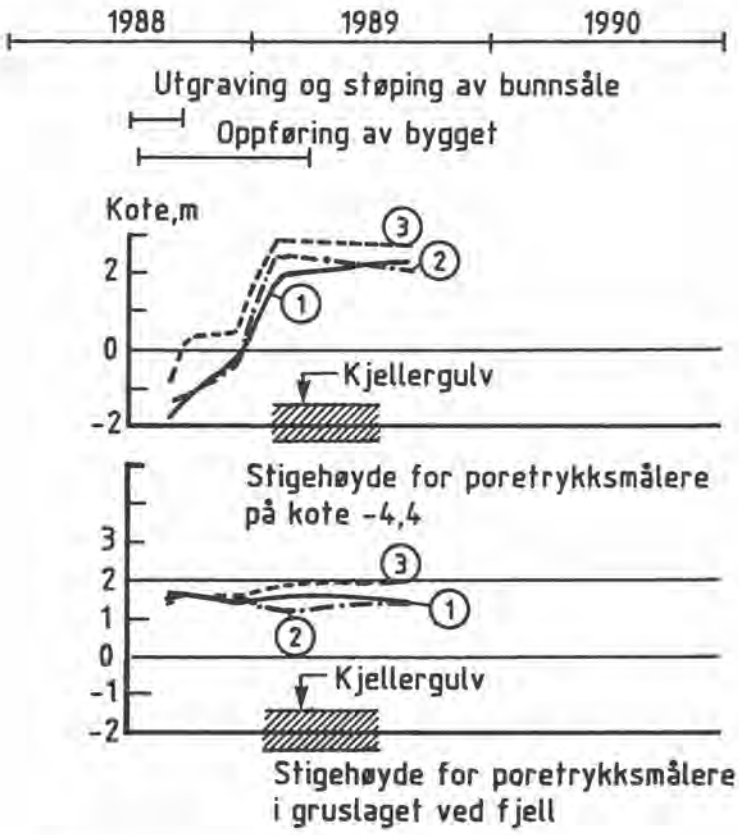


Fig. 15 Hotel Cecil. Poretrykksmålinger

Kostnadene vedrørende rene betongkonstruksjoner er således her av omtrent samme størrelse ved de to alternativer.

Som før nevnt ble imidlertid utgravningen utført med en kort, relativt lett spunt, noe som akkurat såvidt var mulig uten fare for bunnoppresning ved bruk av graveseksjoner med lengde (langs spuntvegg) ca. 10 m. Hvis man forutsetter at peleramming medfører en skjærstyrkereduksjon i leiren på f.eks. 15%, måtte dette kompenseres med en reduksjon av seksjonslengden til 3.5 m, hvilket i praksis er umulig. Stiv spunt til fjell, som da var alternativet, ville representere en merkostnad på over 2 mill kr.

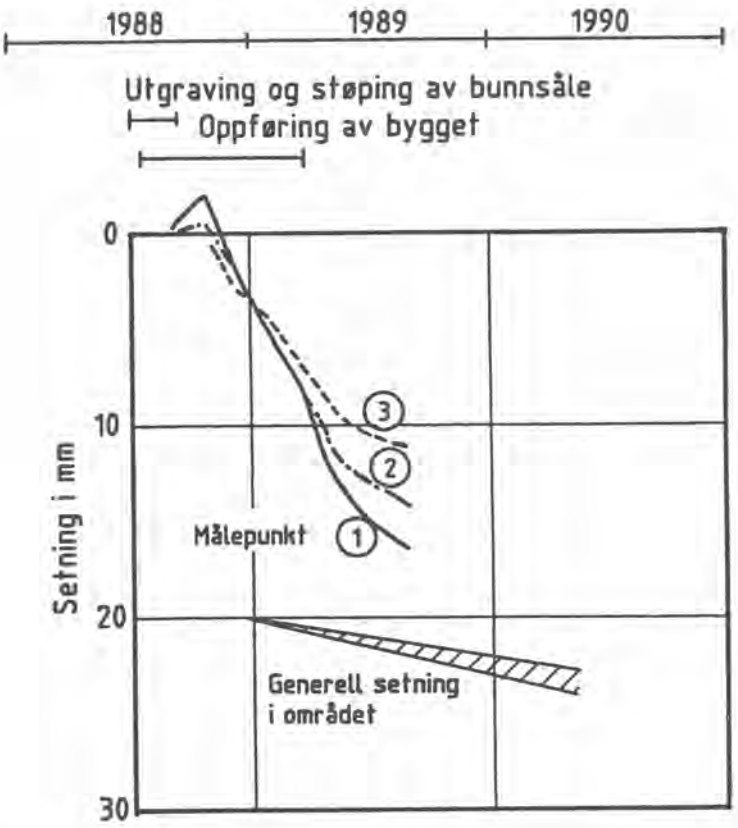


Fig. 16 Hotell Cecil. Setningsmålinger

KONKLUSJON

Kompensert fundamentering er under de fleste forhold en fullgod teknisk løsning. Dette gjelder selv om man bygger i et område som undergår visse terrengsetninger, eller hvor det kan tenkes å oppstå en temporær høyere setningshastighet som følge av anleggsdrenasje.

Ingeniørens oppgave er å hjelpe byggherren til et produkt av tilstrekkelig kvalitet for den lavest mulige pris. Det er derfor ikke relevant å lansere nærmest som et standard råd at pelefundamentering er en "billig" premie å betale for byggherren, med tanke på å være sikker på å få et kvalitetsprodukt. Særlig fordi peleramming i seg selv kan medføre ulemper og kostnader som ikke er innbefattet i denne "forsikringspremien" bør man alltid, hvor forholdene ligger til rette for det, sammenligne de totale byggekostnader under forutsetning av henholdsvis kompensert fundamentering og pelefundamentering.

REFERANSER

Aas, G. (1984) "Stability problems in a deep excavation in clay". Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis 1984.
Proceedings, Vol. 1, pp. 315-323.

Bjerrum, L. (1984) "Relasjon mellom målte og beregnede setninger av byggverk på leire og sand".
NGF-foredraget, Oslo. 92 pp.

Karlsrud, K. (1981) "Drenasje og setningsproblemer i forbindelse med fjelltunneler i Oslo-området".
Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk 1981.
Nordk Jord- og Fjellteknisk Forbund. Tapir 1982.

Røste, K. A. og L. Sander (1973) "En undersøkelse av omfanget av og årsakene til opptredende terrengsetninger i Oslo sentrum".
Hovedoppgave NTH, Trondheim.

HVORFOR PELEFUNDAMENTERING ?
TEKNISK/ØKONOMISK VURDERINGER BELYST MED EKSEMPLER

Why choose pilefoundation ?

Sivilingeniør Svein Jørve
NOTEBY - Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

SAMMENDRAG

Kompressibel grunn og varierende lagdelinger som gir risiko for ujevne setninger kan være avgjørende for valg av fundamenteringsløsning. Terrengsetninger og risiko for deformasjoner som følge av poretrykksendringer og nærliggende anleggsarbeider er andre årsaker.

Kompensert fundamentering på hel plate stiller krav til belastninger, stabile grunnforhold og ytre betingelser.

Peling er kostnadsmessig gunstigere enn kompensert fundamentering forutsatt av pelelengdene er mindre enn 35 - 40 m.

Peling gir sikkerhet for et setningsfritt bygg og muligheter for fremtidig påbygging.

SUMMARY

The successful use of fully or partly compensated raft foundations require relatively uniformly distributed structural loads and stable ground conditions.

In the case of typical Norwegian marine clay conditions, foundation piles to rock will normally prove the most cost-effective foundation for buildings with an excavated basement, provided the pilelength is less than 35 - 40 m.

Pilefoundations ensure a settlement free structure, virtually unaffected by future adjacent construction work and groundwater/ porepressure changes.

FORUTSETNINGER

Når man skal vurdere alternative fundamenteringsløsninger for et bygg, må det først defineres hvilke krav som stilles til deformasjoner og setninger. Dette gjelder bygget i seg selv, eller det kan være installasjoner som maskiner, dataanlegg, kranbaner o.l. I bygg med store og konsentrerte laster kan selv små deformasjoner kunne gi riss og sprekkdannelser, og fundamentering på peler/pilarer vil ofte være den eneste brukbare løsningen. I andre tilfeller er det nødvendig å vurdere peleløsning mot direkte fundamentering på såler eller hel plate. Forventede setninger og setningsforskjeller ved direkte fundamentering må da sees i sammenheng med den konstruktive utforming av bygget og hva som kan tolereres.

GRUNNUNDERSØKELSER

Noen byggherrer opplever store overskridelser i fundamenteringskostnader og senere byggskader. "Uforutsette grunnforhold" oppgis som regel som årsak. Den egentlige årsak er ofte at man på grunnlag av mangelfullt utførte grunnundersøkelser har gjort feil valg av fundamenteringsløsning.

Grunnundersøkelser for større prosjekter kan ofte med fordel utføres i 2 faser. På forprosjektstadiet bør undersøkelsene ta sikte på å få en grov oversikt om grunnforholdene på tomten (løsmassetype, geotekniske egenskaper som bæreevne og setningsegenskaper, dybder til fast grunn/fjell og grunnvannstand).

Dersom forundersøkelsene viser at bygget må fundamenteres på peler til fjell, bør det utføres supplerende boringer etter at bæresystem er klarlagt. Disse må være så detaljerte at de gir et tilstrekkelig grunnlag for valg av peletype. Det man i første rekke må få klarlagt er fjellets beliggenhet, spesielt områder med skrått fjell. Morene over fjell eller innskutt morenelag i leire må kartlegges med egnet utstyr.

Det er ofte slik at det foreligger indikasjoner om byggegrunnen fra tidligere grunnundersøkelser i området. Hvis man i utgangspunktet vet at det er setningsfarlig grunn og at belastningene fra bygget eller kravene til setninger er slik at det kun er fundamentering på meget faste masser eller fjell som kan gi en tilfredsstillende fundamentering har det liten interesse å ta opp kostbare prøveserier for å analysere setninger. Da er det viktigere å utføre boringer for å bestemme dybdene til bæredyktige masser eller til fjell for dimensjonering og kostnadsberegning av en pelefundamentering.

Vet man i utgangspunktet at dybdene til fjell eller bæredyktig grunn er så store at pelefundamentering er urealistisk kostnadsmessig er det geoteknikkerens oppgave å råde byggherren til å utforme prosjektet slik at det kan gjennomføres en direkte fundamentering.

VARIERENDE GRUNNFORHOLD KAN GJØRE DET NØDVENDIG Å PELE

Et sålefundamentert lagertilbygg fikk allerede før ferdigstillelse ca. 20 cm skjevsetninger og målinger viste at skjevsetningen utviklet seg videre med ca. 6 mm/mnd. Setningene medførte ujevne gulv, skjeve reoler, oppsprukne vegger. Etter ca. 4 år var skadene så store at normal drift av lagret stedvis ikke var mulig, og bygget ble omfundamentert på peler. Gulvet ble gjort frittbærende.

Området var tidligere benyttet som kommunal søppelfyllplass. Fyllingen ble dekket med et ca. 2 m tykt lag sprengstein. Bygningen ligger på opprinnelig morenegrunn i bakkant. Tykkelsen av søppelfylling øker gradvis til ca. 10 m i fremkant.

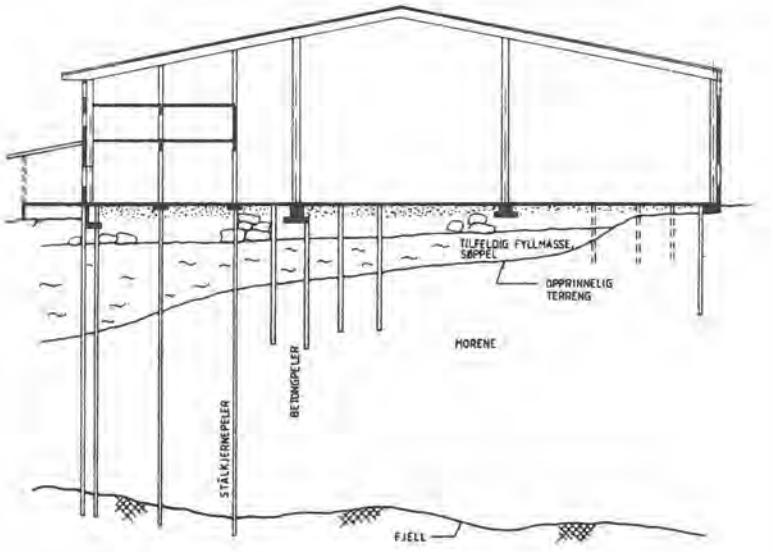


FIG. 1 - Lagerbygg på søppelfylling

Setningsårsaken er i ettertid iøynefallende. Under planleggingen hadde man ikke oversikt over søppelfyllingens begrensning. Grunnundersøkelser begrenset seg til grunn sjaktgraving i steinfyllingen og i morenemassene i bakkant. På dette grunnlag ble det valgt sålefundamentering og gulv direkte på grunnen. Innhenting av foreliggende opplysninger om fyllingen og grunnboringer gjennom toppfyllingen ville ha avdekket forholdene og avverget det økonomiske mareritet.

Omfundamenteringen ble utført med en kombinasjon av betongpeler som ble rammet gjennom søppelfyllingen og til stopp i morenemassene og borede stålkjernepeler til fjell. Omfundamenteringsarbeidet måtte deles opp i flere faser for å opprettholde lagerdriften.

På Tøyen ved foten av fjellskråningen ned fra Kampen er det nylig oppført et kontorbygg, Fig. 2. grunnboringer avdekket et fjellprofil under bygget som minst er like bratt som skråningen ovenfor. Det ble registrert stup og partier med overheng til ca. 35 - 40 m dybde. Løsmassene består av tørrskorpeleire øverst og bløt leire videre ned.

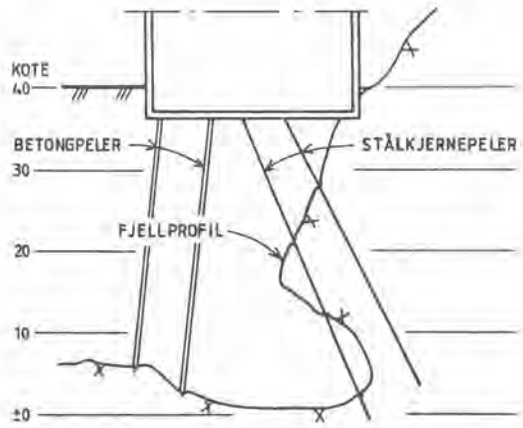


FIG. 2 - Bygg over varierende fjell

Bygget står direkte på fjellet i bakkant. Med slike ekstreme variasjoner i grunnforholdene er det innlysende at bygget må pelefundamenteres da en direkte fundamentering dels på fjell og dels på løsmasser ville gi ødeleggende skjevsetninger.

Spørsmålet var å finne en peletype som sikret feste mot den skrå fjelloverflaten. Det ble valgt stålkjernepeler som ble boret skrått mot fjelloverflaten. For å hindre at pelene belastet fjellhenget ble det boret 5 - 20 m ned i fjellet. I den ytre delen hvor fjellet er jevnere er det benyttet betongpeler. Laveste gulv er frittbærende og det er forankret horisontalt i fjellet.

Vanligvis er variasjoner i grunnforholdene langt mindre dramatiske enn i eksempelet ovenfor, og bestemmelse av byggets fundamentering kan derfor kreve omfattende geotekniske analyser.

TERRENGSETNINGER KAN SKAPE PROBLEMER

Områder med leiregrunn er ofte utsatt for terrengsetninger. Dette skyldes sammentrykning for egen tyngde, endringer i grunnvannsstand, deformasjoner som følge av byggegroper, ledningsgrøfter og fjelltunneler, Fig. 3. Setningene varierer med tykkelsen av leirlaget og forholdene kan derfor variere mye innenfor relativt begrensede områder.

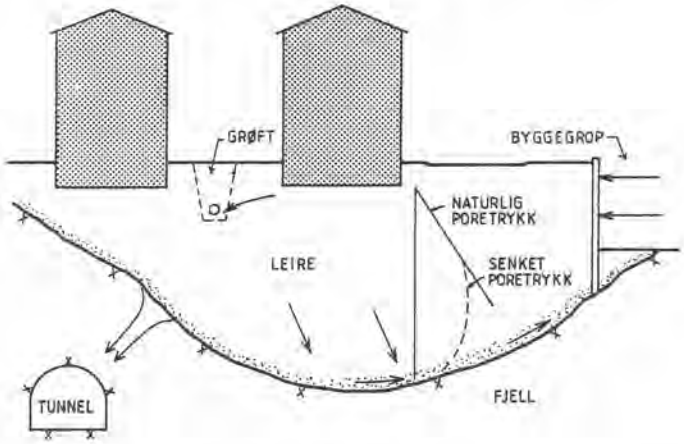


FIG. 3 - Ytre forhold kan påvirke byggegrunnen

Ved utbygging av Tøyen Sentrum ble langtidsvirkningen av terrengsetninger undervurdert. Bygningene er fundamentert dels direkte på fjell og dels på peler til fjell. Laveste gulv ble støpt direkte på grunnen. Etter noen år oppstod setningsskader i gulvene, spesielt over pelehoder og langs pelefundamenterte vegger. Det ble problemer med ledningsanlegg under gulvene som

følge av setningssvanker og motfall. Skadene medførte at gulv ble omfundamentert på peler til fjell, dekkene ble gjort frittbærende og underliggende ledninger ble hengt setningsfritt opp i dekkene. En utførelse som hadde vært den eneste riktige fra begynnelsen av.

Analyse av bygningsnivellement som ble utført i Tøyenområdet fra begynnelsen av 1950 årene viser at det pågår betydelige terrengsetninger. Fig. 4 viser hvordan årsintensiteten varierer med leirelagets mektighet. Det er ikke registrert noen særlig avtagende tendens over en måleperiode på ca. 30 år.

Setningsanalysen ble dessverre utført i ettertid. Det ble utbetalt erstatning til byggherren.

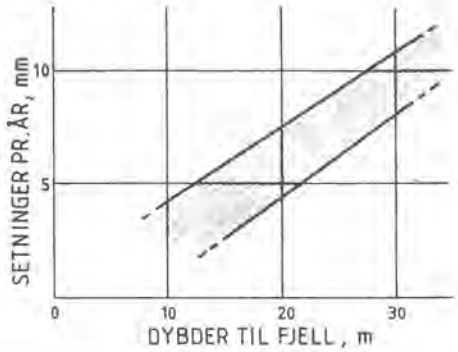


FIG. 4 - Registrerte setninger i Tøyenområdet

REHABILITERING - NYBYGG

Gamle bygårder er gjerne fundamentert med grunnmurer direkte på leiren.

De har stort sett tålt setningene, men det er også mange eksempler på bygg med setningsskader. I Markveien på Grünerløkka valgte man å pelefundamentere et nybygg i stedet for å rehabilitere det gamle. Ujevne terrengsetninger som følge av varierende dybder ville sannsynligvis gis skader i en rehabiliteringsperiode på 30 år, Fig. 5.

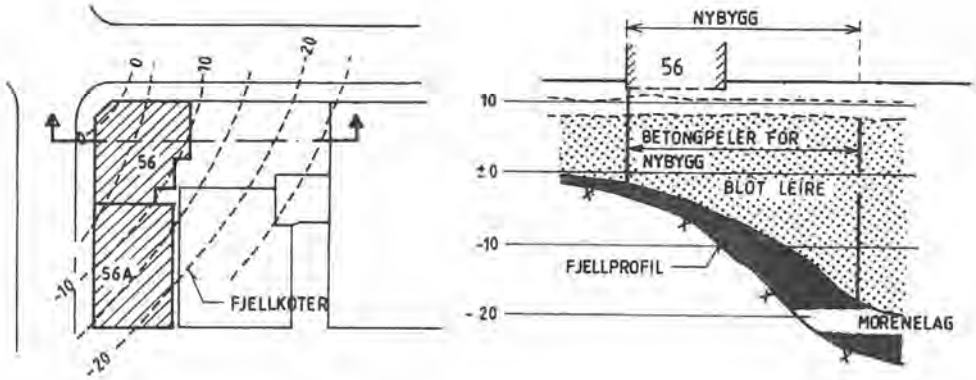


FIG. 5 - Risiko for skjevsetninger medførte peling

DIREKTE FUNDAMENTERING - PELEFUNDAMENTERING ?

Direkte fundamentering er den naturlige løsning når byggegrunnen er bæredyktig og lite setningsgivende. Tomter med meget store fjelldybder kan medføre at direkte fundamentering er det eneste økonomiske alternativ selv om grunnen er setningsfarlig, da peling betyr store merkostnader.

Direkte kompensert fundamentering kan benyttes hvis det graves ut for kjeller, slik at vekten av utgravd masse er lik eller større en tyngden av nybygget. Utgravingsdybden må derfor vurderes mot antall etasjer og tyngden på konstruksjonssystemet som velges i nybygget.

I tillegg til vektballanse forutsetter en vellykket kompensering, Fig. 6:

- stiv bunnplate
- jevn lastfordeling på bunnplaten
- uendrede grunnvannsforhold
- små og jevne terrengsetninger
- oversikt over nærliggende prosjekter i grunnen som kan påvirke setningsforholdene, også i fremtiden.

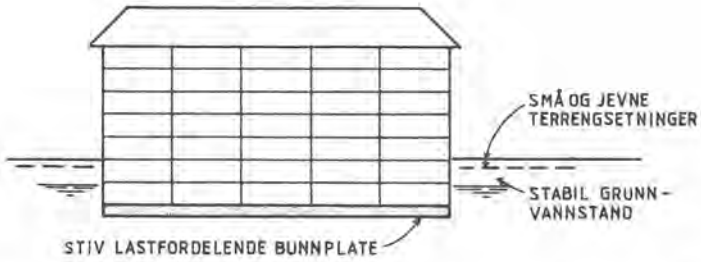


FIG. 6 - Kompensert fundamentering stiller mange krav

KOMPENSERT FUNDAMENTERING GIR I MANGE TILFELLER
EN DYRERE OG DÅRLIGERE LØSNING

Kostnadene ved peling kontra kompensert fundamentering avhenger av mange forhold. En ca. 5 - 6 etasjers høy boligblokk krever ca. 3 - 4 m dyp kjellerutgraving for å oppnå full kompensering forutsatt at grunnvannstanden ligger dypere enn gravenivå. Det er billigere å pelefundamentere enn å støpe stiv bunnplate hvis dybdene til fjell er mindre enn 35 - 40 m, Fig. 7.

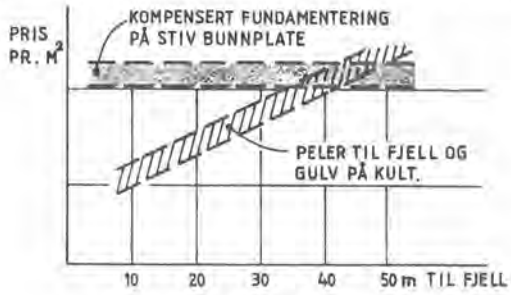


FIG. 7 - Pelekostnader

Tyngre bygg krever dypere graving for å oppnå kompensering. Under grunnvannstanden kreves vanntett kjeller for å hindre poretrykksreduksjon, grunnvannssenkning og setninger. Dyp graving må ofte sikres med spunt for å hindre grunnbrudd. Peling påvirker stabilitetsforholdene som følge av massefortrengning og poretrykksoppbygning, og kan øke behovet for sikring av byggegropen i forhold til en tilsvarende utgraving uten peler. Kompensert fundamentering kan i slike tilfeller gi lavere kostnader enn peling. Der det allikevel velges peling er dette for å tilfredsstille byggherrens krav til:

- sikkerhet for et setningsfritt bygg
- mulighet og fleksibilitet for fremtidig påbygging

Et eksempel på fundamentvurdering, hvor argumentasjonen har generell karakter er det nye kontorbygget for Esso Norge AS på Skøyen i Oslo. Det vises til stiliserte snitt i Fig. 8.

Hovedblokken på 5 etasjer ligger rundt et atrium. Det er 2 kjellere under blokken og atriumet med noe dypere under sistnevnte. Syd for blokken kommer en garasje med 1 etasje under bakken.

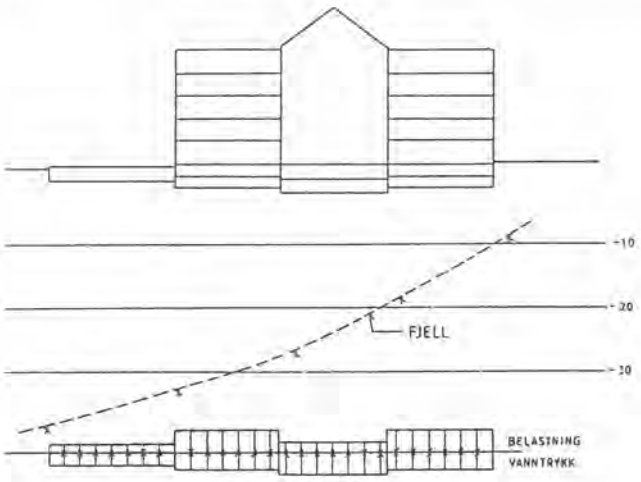


FIG. 8 - Belastningsfordeling

Med terreng på ca. kote + 3.3 i syd og +4.0 i nord varierer gravedybden mellom ca. 4 m i syd til ca. 7.5 m i den sentrale del.

Grunnforholdene består av noe fyllmasser øverst på fast tørrskorpeleire som går over i fast til middels fast leire. Fjellet faller fra ca. kote -10 i nord-øst til ca. -35 i syd-vest. Det er stor variasjon i leirens skjærstyrke og grunnundersøkelsene tydet på tidligere ras i området. Dette ble bekreftet under utgraving.

Grunnvannstanden ligger ca. 1 - 2 m under terreng.

Nederst i Fig. 8 er vist relativt hvordan belastningene kommer med fullt vanntrykk mot platen. Totaltrykket fra blokkdelen er av samme størrelsesorden som vanntrykket, mens vanntrykket under atriumet overstiger den direkte belastningen. Også for garasjedelen er løftetrykket større enn belastningen.

Løftetrykket refererer seg til et dimensjonerende drenasjenivå i flomsituasjonen på kote +2.7 i forhold til underkant plate. Med tette fuger ble det regnet med fullt vanntrykk under platen. Måling under platen viser at man etter tilbakefylling mot ytterveggene har et grunnvannstrykk som forutsatt.

Fundamentering på hel plate (kompensert)

Ut fra en geoteknisk vurdering alene ligger det til rette for kompensert fundamentering på hel plate. I prinsippet gjelder at den effektive avlastningen er større enn den effektive pålastningen.

Det antas at svelningen av byggegropen kan bli av størrelsesorden 5 cm. Ved pålastning igjen vil det kunne komme "elastiske" setninger i løpet av byggetiden på omtrent samme størrelsesorden. Der differansen mellom avlastning og pålastning er lavere blir setningene tilsvarende mindre.

Det er risiko for noe langtidssetninger idet observasjoner kan tyde på at det foregår områdesetninger av størrelsesorden 2-4 mm pr. år.

Fundamentering på hel plate for blokk-konstruksjonen med atriumet forutsetter at konstruksjonen kan gjøres stiv nok til at den kan utjevne tendensene til setningsdifferanser og vinkeldreininger mellom bygningsdelene.

I vurderingen av den direkte fundamentering må det tas i betraktning at det kan komme fremtidige anlegg i nærheten som kan gi en tendens til grunnvannssenkning med økt risiko for setninger. Selv om det i gitte tilfeller kan treffes tiltak for å forhindre en setningsgivende poretrykksreduksjon er dette en risiko som må tas i betraktning.

Garasjen mot syd må dimensjoneres for et netto løftetrykk og følgelig forankres med stag i fjell. Da det skal være gjennomkjøring inn i garasjen under blokken må det i denne fugen i tilfelle utføres en vanntett fleksibel konstruksjon som kan ta bevegelsene mellom konstruksjonene.

Fundamentering på peler til fjell

Fundamentering på peler til fjell vil gi en praktisk talt setningsfri fundamentering forsåvidt som det bare blir tale om elastisk sammentrykking av pelene.

Likesom ved direkte fundamentering må bunnplaten dimensjoneres for vanntrykk korresponderende til et antatt maksimalt flomnivå på kote +2.7. Dette medfører stagforankring i fjell for å ta det ubalanserte vanntrykk såvel under atriumet som garasjen utenfor høyblokken.

Etter erfaring og vanlig praksis idag bestrykes pelene med bitumen for å redusere påhengskrefter og dermed øke utnyttelsesgraden.

Ved pelefundamentering beholdes det statiske system som ligger i arkitektens prosjekt uten spesielle forsterkninger som vil være nødvendig ved direkte fundamentering.

Ved direkte fundamentering vil man også kunne få et problem i forhold til et byggetrinn 2 ved mulige setningsdifferanser i de to byggetrinn.

Det ble valgt å fundamentere bygget på peler til fjell. Meromkostningene ble antatt av størrelsen 1 % av de totale byggeomkostninger og dette ble vurdert å være tilfredsstillende forsikringspremie å betale overfor usikkerheten ved direkte fundamentering. Det er grunn til å anta at ved takst på den ferdige eiendommen vil det ha positiv betydning at komplekset er fundamentert til fjell.