redaksjon:
Arne Myrvang
Arne S. Simonsen
Ingrid Dahl Hovland
Knut R. Berg

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1991

Fjellsprengningsteknikk – Bergmekanikk – Geoteknikk

1991

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1991

© FORFATTERNE, 1991

Trykk: *GCS AS, Oslo*
Bind: *GCS AS, Oslo*
Forsidebilde: *«Tunnelarbeideren» laget av Per Ung*

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

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
21. november 1991
Arrangør: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

BERGMEKANIKKDAGEN
22. november 1991
Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe

GEOTEKNIKKDAGEN
22. november 1991
Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening

Hovedarrangør:
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

FORORD

Årets arrangement er det 29. i rekken. Som ved tidligere arrangement er emnene hentet fra en rekke områder som faller inn under interresse-området til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikergruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Boken inneholder referat fra foredrag holdt på Fjellsprengnings-konferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 21. og 22. november 1991.

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

Hovedarrangøren, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, vil igjen 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 billed-materiale.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

Arne S. Simonsen *Knut R. Berg*

DEL I: FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

1. Direktør Kai Sørbråten, Selmer Anlegg A/S, formann i Nrosk Forening for Fjellsprengningsteknikk
ÅPNING

2. Dr.-Ing. E.h. Siegmund Babendererde, Hochtief AG, Essen
CONSTRUCTURAL REQUIREMENTS FOR SOFT GROUND TUNNEL BORING MACHINES

3. Direktør Jan A. Rygh, Norges Eksportråd Norbuild
EKSPORTARBEIDET FOR BYGG- OG ANLEGGSNÆRINGEN

4. Dr.ing. Bjørn Buen, eget firma
ERFARINGER FRA KRAFTVERKSBYGGING I CHILE

5. Overingeniør Johannes Hope, sekretær i NFF
INNTRYKK FRA SPANSKE ANLEGG

6. Avdelingsdirektør Kaare Flaate, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
NTNF's FORSKNINGSPROGRAM TUNNELER OG UNDERGRUNNSANLEGG

7. Sivilingeniør Øystein Meland, SINTEF Varmeteknikk
FORSKNINGSMESSIG OPPFØLGING AV GJØVIKHALLEN

8. Teknisk direktør Harald Ynnesdal, Statoil U & P
KVALITET I SIKKERHETSARBEIDET

9. Sjefingeniør Thorleif Hoff, Statkraft, formann i Interimsstyret for NFM
ANLEGGSHISTORISK KVARTER. STATUS FOR NORSK FJELLSPRENGNINGS-MUSEUM (NFM)

10. Vegsjef Lars Lefdal, Statens Vegvesen, Sogn og Fjordane
GUDVANGATUNNELEN - NORGES LENGSTE VEGTUNNEL

11. Ingeniør Svein-Erik Løvli, Målselv Anlegg A/S
DRIVING AV ADKOMST I DIVIDALEN

12. Direktør John Utsi, Store Norske Gruppen A/S
SENTRALFELTET - EN NY KULLGRUVE PÅ SVALBARD ?

13. Bergingeniør Lisbeth Alnæs, SINTEF Bergteknikk
BRYTNING AV NATURSTEIN I NORGE

14. Sivilingeiør Idolf Meland, Statkraft
ARBEID MED ENGABREINNTAKET, SVARTISEN

15. Sjefingeniør Ola Brekke, Statkraft
ARRANGEMENT OG DRIFTSOPPLEGG I FORBINDELSE MED TILLØPSTUNNEL, SVARTISEN

16. Sivilingeniør Bjørn E. Selnes. Vegdirektoratet, Anleggskontoret
EDB-BASERTE HJELPEMIDLER FOR PLANLEGGING OG OPPFØLGING AV SPRENGNINGSARBEIDER

17. Sivilingeniør Knut Borge Pedersen, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
UTFØRELSE OG KVALITET AV BOLTING

18. Sivilingeniør Gunnar Nærum, Statens Vegvesen, Rogaland
RENNFASTFORBINDELSEN

19. Sivilingeniør Helge Klüver, A/S Norske Shell
TROLL - FASE 1, LANDFALLSTUNNEL

DEL II:
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

FELLESSESJON

20. Sivilingeniør Kåre Digernes, Statens Vegvesen, Oslo
ERFARINGER FRA FJELLINJENS MÅLEPROGRAM

21. Bergingeniør Karl Gunnar Holter, O.T. Blindheim A/S
FREIFJORDTUNNELEN, KRIFAST - TUNNELDRIVING I SVAKHETSSONER

22. Sjefingeniør Tor Saghaug, NSB
NSB's SATSING PÅ INFRASTRUKTUR ETTER ÅR 2000, OG BETYDNINGEN FOR GEOMILJØET I 90-ÅRENE

23. Sivilingeniør Leiv Pedersen, Noteby A/S
RENNFASTPROSJEKTET, ERFARING MED GEOELEKTRISKE MÅLEMETODER

24. Sivilingeniør Eirik Einum, A.F. Rogaland Contractors, Ans
KOMPLETT TUNNEL LIKE BAK STUFF

25. Overingeniør Oddbjørn Lefstad, Statens Vegvesen, Sør-Trøndelag
TRONDHEIMSPAKKEN - GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER FOR PLANLAGTE PROSJEKTER

26. Overingeniør Stein Heggstad, Statens Vegvesen, Sør-Trøndelag
TUNNELER - VIKTIG MILJØELEMENT I "TRONDHEIMSPAKKEN"

BERGMEKANIKK

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

28. Sivilingeniør Harald Pedersen, Grøner Anlegg Miljø A/S
HØY FJELLSKJÆRING I HALDEN

29. Sivilingeniør Stein Erik Hansen, SINTEF Bergteknikk
UTVIKLING OG BRUK AV MODIFISERTE DOORSTOPPERE FOR MÅLING AV SPENNINGSENDRINGER

30. Dr.ing. Halvor Kjørholt, SINTEF Bergteknikk
GASSLAGRING I UFOREDE BERGROM

31. Forsker Tore Dahlø, SINTEF Bergteknikk
UNDERSJØISKE TUNNELER - STABILITET OG OVERDEKNING

32. Cand.scient Jan Kristiansen, NGI
ARKEOLOGISKE UNDERSØKELSER VED HJELP AV NGI's GEORADAR

33. Sivilingeniør Brede Nermoen, A/S NORSKE SHELL, Trollprosjektet
HØYE MÅL FOR ARBEIDSSIKKERHET VED BYGGING AV LANDFALLSTUNNEL TIL KOLSNES, TROLLPROSJEKTET

GEOTEKNIKK

34. Sivilingeniør Arne S. Simonsen, NOTEBY A/S
FORMANNENS 10 MINUTTER

35. Sivilingeniør Odd Gregersen, NGI
TRYKKSONDERING. PRAKTISKE ERFARINGER FRA HOVEDFLYPLASS-UNDERSØKELSENE PÅ GARDERMOEN

36. Førsteamanuensis Rolf Sandven, Institutt for geoteknikk, NTH
TRYKKSONDERING MED PORETRYKKSMÅLING - MER ENN BARE SONDERING

37. Overingeniør Nils Rygg, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
TOTALSONDERING - EN BOREMETODE Å SATSE PÅ

38. Geoteknisk sjef Ulf Fredriksen, Oslo Kommune, Geoteknisk kontor
DIGITAL UNDERGRUNNS KART - NYE MULIGHETER

39. Sivilingeniør Jan Finstad, NOTEBY A/S
ROYAL CHRISTIANIA HOTEL, OPP-NED METODEN MED PERMANENT SPUNT

Fjellsprengningsteknikk 1991
Bergmekanikk/Geoteknikk

Åpning av Fjellsprengningskonferansen
v/formannen i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
Kai Arild Sørbråten

Ærede forsamling

På vegne av styret i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) er det en glede å kunne ønske velkommen til den 29. Fjellsprengningskonferansen. Jeg retter en spesiell velkomst til foreningens æresmedlemmer og til våre utenlandske deltakere.

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

Videre er såvel drift i bløte bergarter, forskningsmessig oppfølging av Gjøvikhallen og sikkerhetskrav til anleggsindustrien innpasset i programmet, slik at det skulle være noe for enhver smak.

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

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

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

Spesielt for året er at generalforsamlingen ble vedtatt avholdt samtidig med vår temadag om "EF tilpassing" den 23. april.

Temadagen og generalforsamlingen ble avholdt med henholdsvis 48 og 20 deltakere.

Vinteren 1991 gjennomførte vi medlemsmøter med befaring til Granfosslinjen og om erfaringer med nye metoder for nøyaktig boring. Begge møtene ble godt mottatt av henholdsvis 100 og 50 interesserte deltakere.

Denne høsten arrangeres befaring til Gjøvik Ishall den 15. oktober, rett etter at takskiven med 60 m spenn er frilagt.

Medlemsmøter og temadag kombinert med generalforsamling vil bli avholdt på ettervinteren 1992. Informasjon om tidspunkt vil bli sendt ut på egen folder til våre medlemmer.

I samarbeid med NIF har vi i inneværende år gjennomført en rekke kurser: Om miljøgeologi og sikringsarbeider på NTH-dagene, om fullprofildrift på Svartisen (Bodø), om sprengning i dagen, en studietur til Nord-Italia og om rystelser ved anleggsvirksomhet

Komité for internasjonal virksomhet (ITA) arrangerte i vår en stand på Tunnelling 91 i London, hvor 10 av våre støttemedlemmer deltok. Videre er publikasjon nr. 8 om "Norwegian Subsea tunnelling" under utgivelse høsten 91 samtidig som forberedelsen til publikasjon nr. 9 om "Norwegian Rock store" er igangsatt.

Under ledelse av Norsk Betongforening deltar NFF aktivt i utarbeidelsen av nye retningslinjer for sprøytebetong. Videre er det i samarbeid med NBG nedsatt en komité for utarbeidelse av retningslinjer for injeksjonsarbeider.

Vår kulturkomité har fortsatt arbeidet med forprosjektet til Norsk Fjellsprengningsteknisk Museum på Hunderfossen. Det er nedlagt et stort arbeid i såvel utforming og planlegging som innsamling av data.

Neste steg i dette arbeid er i skrivende stund planlagt å fortsette med etablering av en stiftelse som skal stå for såvel finansiering som drift. Det er i dag ikke mulig å gi noen tidsramme for dette viktige arbeidet ettersom investeringene er betydelige. Foreningen kan bare bekrefte at planene har høyeste prioritet. Senere i dag vil Thorleif Hoff gi en orientering om forprosjektet.

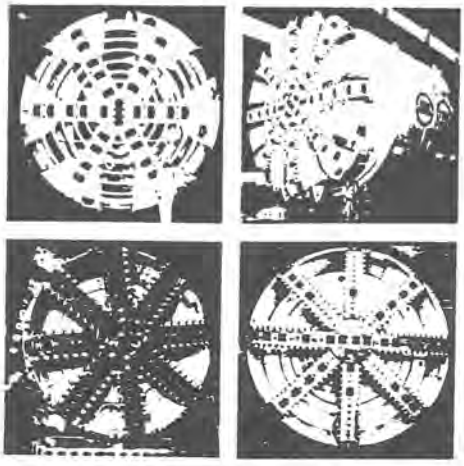
Som skulle fremgå av ovennevnte er NFF en aktiv forening og har dessuten god kontakt mot såvel næringsliv som forsknings- og skolemiljø.

Jeg ønske med dette alle vel møtt til en hyggelig og utbytterik konferanse og erklærer herved den 29. Fjellsprengningskonferanse for åpnet i det jeg gir ordet til dagens møteleder, professor Arne Myrvang.

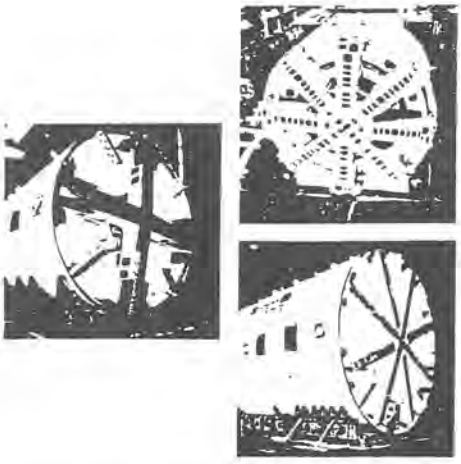
Lykke til !

1. Introduction

On the 29. June 1991 the southern tunnel of the Channel tunnel was finally broken through. A great success for our french and english colleagues. The perfomances attained during the tunnel drives are without precedent. The average monthly advance lay between 485 and 788 m, and this with a drive length of 15610 to 22290 m. From the cumulative advance graphs it can however be seen that all the drives had a learning and modification period of about 1 year and that the drive length had no influence on the specific advance rate. The average rate of advance was therefore generally dependant upon the length of drive. The longer the drive, the more economical it was. The different geological conditions - on the french side the first 2000 m had to be driven through the water bearing grey chalk, before on descended into the dry blue chalk - had no great influence on the rate of advance.



Channel Tunnel Machines
French Side



Channel Tunnel Machines
British Side

Although the tunnelling machines were supplied by several manufacturers, and were planned with different design concepts, after certain technical modification they all achieved about the same performance. They were machines which, after a period of modification, met the design criteria which arose from the geological conditions.

2. Geological and hydro-geological factors

The design specifications for Tunnelling machines are generally determined by the geological and hydro-geological conditions under which the tunnel is to be built. The more difficult the conditions, the more important it is that the resulting requirements on the machine design are met.

In Berlin a section of metro has once again been driven with a hydro-shield, that is, a slurry-shield. Three years previously the same crew with the same shield drove another section of metro very successfully only a few kilometres away.

However this time it was not in the quaternary sand strata, but in ice age glacial deposits such as boulder clay with enclosed sand lenses and many boulders. A strata very similar to that on the Great Belt crossing in Denmark.

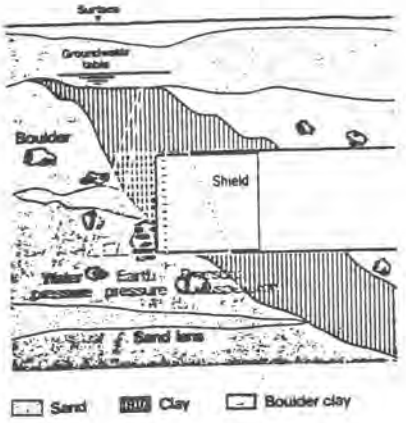
The same tunnelling machine which had been a thoroughbred in sand, was suddenly a stubborn old mule in boulder clay.

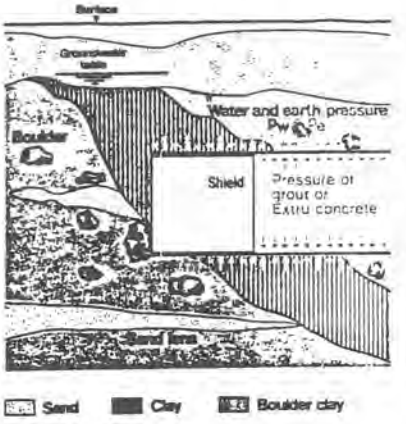
A new maschine had to be built for the second drive because the old machine did not meet the design requirements dictated by the geology. The construction period was increased by 1 1/2 years.

3. Machine Tunnelling

As is generally the case in soft ground, the main objective is to preserve the initial stresses and particularly to avoid unintendional over-excavation.Thus the body of ground surrounding the tunnel drive should not be damaged by over-break or loosening and relaxation. Settlements which appear at the surface are an indication, a symptom, for an inadequate, an unhealthy tunnelling method. They show the extent to which the tunnel lining is embedded in the ground. A lining which is unsatisfactorily bedded deforms, is locally over-stressed an damanged. The repair then leads to high maintenance costs.

When tunnelling with a machine in soft ground, the face must be reliably supported during excavation and the surrounding ground, behind the shield tail must be held in balance by grouting during the erection of the lining.





3.1 Face support

The ground properties and the excavation method determine the way the face is to be supported.

3.11 Open tunnelling machines

If the shear strength of the ground ist sufficient to provide a stable face during excavation, then a shield or TBM can be driven with an open face. However it must be noted that the span width of the ground arch, and thus the shield diameter, are far more important parameters for the deformation of the face and it's stability.
A Memco shield with an open face and a diameter of 12.2 m was used in 1973 in the construction of the Seelisberg Tunnel, Switzerland, in fissured rock.
A huge excavator ripped the rock.
In cohesionless sand, open shields with a diameter of 2,5 m can be driven because the face slopes at its natural angle of friction.
On larger shields, such as that in Hamburg 1969-1972 under the Elbe with a dia. of 11,5 m or in 1979-1980 under the Suez canal with a dia. of 11,80 m, the face was divided by platforms so that the natural slopes did not reach too far into the inside of the shield.
The friction forces which had to be overcome on advancing were too high to transfer to the lining.
In spite of all efforts to the contrary, if the ground conditions are not very good, on a large shield deformation and relaxation of the face can not be avoided, which lead to settlement at the surface.
In Hamburg the road over one shield settled by up to 10 cm, although the platforms could be thrust hydraulically against the face, and additional support plates were used.
But when the face ist stable, because the ground conditions are favourable in relation to the span width of the support arch, as was the case in the blue chalk on the Channel tunnel, then there is no better method than to drive the tunnel with an open tunnelling machine.

3.12 Mechanical Support

When this ratio: ground properties, especially the shear strength, divided by span width of the support arch, - certainly a rewarding research topic, - is too small, then the face must be supported during the advance.
In 1974 on the Hagenholz tunnel the attempt was made to close the face and excavate the ground in sections by opening individual sections of the mechanical face support.

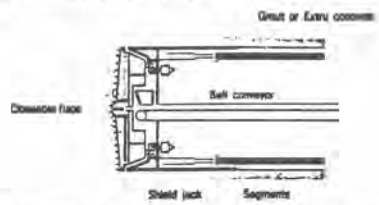
In Shanghai from 1985-1988 the second tunnel was driven under the Huang Pu with a closed shield through soft clay. The diameter was 11.3 m. In the closed face surface there were hydraulically operated openings through which the ground flowed into the working chamber. By partial closing of the openings, or by use of high pressure water jets, the ground excavation could be controlled. With this method, which required constant concentration and a disciplined sensitivity for soil mechanical principles from the crew, it was possible to drive the tunnel with settlements of 30 cm at the surface.
The first tunnel, with a diameter of 10 m, was driven by jacking a completely closed shield through the soft clay without ground excavation in the sixties. The heave above the shield was more than 3,5 m.

The face can also be mechanically supported on machines where the ground ist excavated with a cutting wheel. 1965 in Hamburg a metro lot was driven with a Holzmann-Bade shield. An elastically supported swinging disk supported the face during the excavation of the ground. The ground was excavated by the cutting edge of the swinging disk which was divided into sections. Large stones proved an insurmountable obstacle.

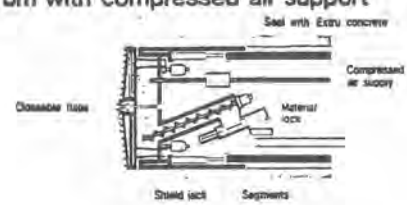
Todays Lovat machines are without doubt a further development - particularly for cohesive ground. Through closeable openings in the cutting wheel, the material flow from the tool gap, that is the space between the tips of the tools and the surface of the cutting wheel, to the inside of the cutter head. Here also concentration and an disciplined sensitivity for soil mechanical principles is required of the operating crew.

But these qualities alone can not master the problems which arise when, in addition to non cohesive ground, ground water is present.

Tbm with open face



Tbm with compressed air support



3.13 Compressed air support

The ground water can be held back and the face is supported by the compressed air because the flow pressure in the ground pores at the surface of the face ist greater than that at depth. This means that the more impermeable a face is in relation to the deeper zone, the easier it is to support. If this precondition is not met, problems can arise through an unstable face or blow-outs.

New shield techniques avoid these dangers by spraying the face during excavation with a bentonite suspension to form a sealing membrane at the surface and then raise the flow pressure to a stagnation pressure.

The precondition for the reliable application of this technique is that the crew can see the face. The disadvantage is that the ground is mixed with the bentonite suspension which, on grounds of environmental protection, is not tolerated everywhere without the imposition of special conditions.
The health hazard of working under compressed air have recently so handicapped this method that it is now little used. The long decompression times as well as the required premium rates cause high wage costs. The decompression times for the first compressed air tunnel under the Hudson USA and St. Clair in Canada in 1890 at a pressure of 2 bar, due to lack of knowledge of the health dangers, were only 4-5 minutes. In contrast current regulations require 164 minutes for 3 hours working.

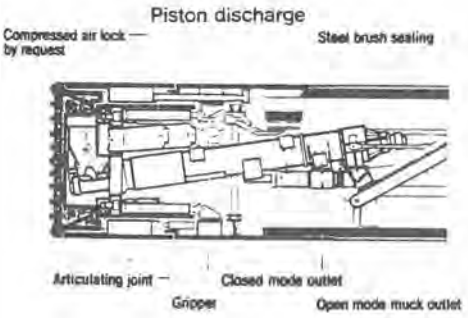
To take advantage of face support with compressed air, that is, in spite of ground water, to be able to excavate and transport the spoil dry without the disadvantage of high wage costs, only the working chamber is set under pressure. Except for repairs, the crew works under atmospheric conditions.

However there is then the danger that the compressed air flows around the shield in the steering gap, through the imperfect seal at the shield tail and into the interior of the tunnel. Due to the small volume of the working chamber which is filled with compressed air, a relatively small loss of compressed air through the shield tail seal leads very quickly to reduction of the face support pressure.

A similarly cirtical point is the continuous transfer of spoil from the pressurised working chamber to the atmospheric pressure of the tunnel.

Screw conveyors, even when two are installed, one behind the other, with the so called "sand plug" in between to act as a pressure brake, do not form a reliable locking system to the atmospheric area of the tunnel. Double piston pumps as used by Robbins in the T1 on the Channel tunnel are certainly a more reliable solution to this problem

T1 Robbins



So far, shields with only the working chamber under compressed air habe been used for pipe jacking, for it is only on pipe jacking drives that simple effective shield tails can be employed.

Only a seal with Extrusion-Concrete could in future render this method viable if segments are select for the lining.

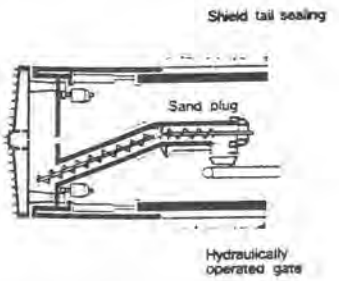
3.14 Earth pressure support

TBMs with earth pressure support have been developed in Japan to simplify or avoid separation of the excavated material from the transport fluid.

In this TBM the face is supported by a pressure-regulated earth slurry, which consists of excavated material and in-flowing water. The solids content is about 50-80%. If there is not sufficient water make to produce a slurry capable of pressure transfer, water is pumped into the working chamber, occasionally with additional betonite or natural clay. The earth slurry is mixed in the working chamber if it has not already been scraped off as an homogeneous material. Mixing paddles are mounted on the back of the cutting wheel and on the fixed pressure bulkhead. Mixing tools which operate independently of the cutting wheel are also mounted in the working chamber.

The pressure of the earth slurry on the face is controlled by regulating the speed of the shield advance, dependant on the rate of the spiral conveyor which removes the slurry from the working chamber. Sensors on the bulkhead monitor the support pressure, outlet. However, due to the high viscosity of the support medium, the pressure transfer to the face is imperfect. In the working chamber the pressure drop between the cutting wheel and the rear pressure bulkhead alone is estimated at about 1 bar.

Earth pressure support
Stabilization of support pressure



Therefore the pressure of the earth slurry in the tool gap is of the utmost importance for face stability. New TBM's with earth pressure support therefore pump additional high density slurry through the hub and spokes of the cutting wheel directly into the tool gap. The pressure in the tool gap can be controlled by regulating the amount that the segments between the cutting wheel spokes are opened. In practice this method of support pressure control, which is not as simple as on fluid support shields, leads to greater relaxation of the face than with fluid support shields.
Here too constant concentration and disciplined sensitivity for soil mechanical principles is required of the crew.

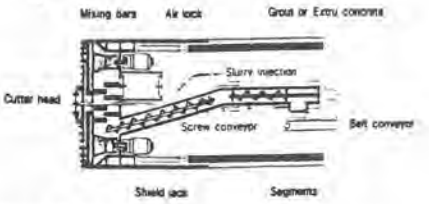
They have to balance the advance rate of the shield, the rotational speed of the screw conveyor, the amount of the suspension pumped in, the changing grain distribution of the ground and varying ground water inflow.
Experience shows that these crews do exist. But not everywhere.

The pressure on the face can only be kept constant if the extraction points for material from the working chamber are equipped with reliable and controllable sealing units. In the EPB-shield the material reconstituted in the working chamber is removed from there by screw conveyors. The amount in the screw conveyor is dependant upon the consistency and uniformity of the spoil. It is not to be expected that the conveyor is allways filled with soil material which would then form a sealed closure on the material outlet. In Japan, two screw conveyors are therfore often mounted one behind the other, using different diameters and different speeds to interrupt the screw process. In the intermediate screw-less section, the sand plug, the material should compact and form a bung and thus a seal to the working chamber.

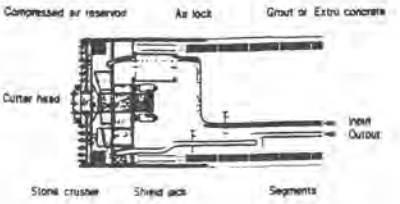
The tunnelling machines on the Great Belt use two screw conveyors, mounted one behind the other. On the T1 for the Channel tunnel Robbins installed a double piston pump behind a screw conveyor and thus achieved a reliable seal to the working chamber.

Large stones are a seroius obstacle. Even when they can be reduced with the appropriate tools and techniques in front of the cutting wheel large pieces still fall into the working chamber and are mixed with the earth slurry. They have then to be removed by the screw conveyor. Screw conveyors with a diameter of 1,4 m have therfore already been installed. Stone crushers, that are installed in tunnelling machines with fluid support can not be operated in the earth slurry as the stones can not be fed to them.
The european earth pressure shields have also had problems with the sealing of bearings. The seals are additionally loaded by excess pressure in the support medium. If then larger tolerances occur on the bearings for machines with 8-9 m diameter, damage is almost predetermined. In Essen on a metro lot the construction period had to be increased by 1 year.
The necessary torque for earth pressure shields is considerably higher than on shields with fluid support. It is always about 2.0 - 2.4 x D3 compared with 1.0 - 1.4 x D for fluid support, where D is the shield diameter in m.

Earth pressure balanced shield



Slurry shield



3.15 Fluid Support

The ideal method of working is to drive a tunnel in loose ground without altering the primary stress state. A modern way of approximating to this is to support the face during excavation with a fluid, which then serves as the transport medium for the excavated material. Water serves as the support medium, mixed with an additive which filters out at the face and forms a membrane. If the surface of the face is sufficiently impermeable the membrane and thus the additive can be dispensed with. In Europe bentonite is usually used as an additive, at about 30-50 kg/m3 suspension in gravel conditions. In Japan natural clay is usually added.

To support the face effectively, the support pressure must be held constant. The dynamic effect of variations in the support pressure cause the face to collapse. However, because the support medium is also used for spoil transport, up to 1000 m3 of fluid, for example, can be removed each hour from the working chamber of a 6,5 m dia. TBM, and are replaced by the cleaned suspension with an equal volume if no pressure differential is to occur.

Volume flow is monitored by flow meters and controlled by pumps and valves. However, pumps and valves are sluggish control elements, and cannot compensate for momentary volume differentials, which in a fluid lead to immediate pressure changes. An elastic spring element is required to absorb the pressure changes from volume imbalance due to the input and extraction of support fluid. Containers filled with gas can serve most effectively as the spring element when they form part of the working chamber or are integrated close to it in the fluid circuit. Volume changes in the gas result in relatively small pressure changes. Gas is compressible, in contrast to a fluid.

The hydro-shield, which is a tunnelling machine designed on the basis of this physical principle, has proved itself to be a reliable design. The working chamber is divided by an immersed wall and in the upper section to the rear of this wall an air cushion, whose pressure is regulated compensates for volume changes in the flow of liquid. Pressure variation in the support fluid can thus generally be held to +- 0,05 bar. Other designs control the pressure without an elastic spring element and employ only pumps, valves and computers. Pressure fluctuation is compensated by the momentum of the fluid flowing under pressure in the circuit. With such a design, pressure variation is greater, the less the volume of fluid in motion, i.e. during the start phase.

Even when the fluid support is very reliable and large TBMs, such as the Grauholz machine, with a diameter of almost 12 m is driven successfully; there are however soil formations that cannot be supported with a fluid, as we discovered in Berlin on the Metro lot D79. Sand lenses enclosed in the glacially affected geology could not be supported with compressed air or fluid, because the pore water pressure in the enclosed lenses immediately rose under the influence of the support pressure and the pressure gradient fell. Unter these circumstances a face collapse could only be prevented with mechanical support.

After several collapses, closely spaced relief holes drilled from surface, which reduced the pressure in the lenses, enabled us to finally complete the first tunnel with over a years delay. We then designed another cutter head for the second tunnel which proved successful.

3.2 Excavation

The manner in which the material is excavated, and the associated equipment are very largely responsible for the rate of advance and the economic success. In soft ground we often have a heterogeneous geology with, for example, large stones which are embedded in a soft ground strata. This ground can then only be excavated with a combination of tools. Or the soft strata tends to stick. This requires a special cutter head. Also the dumping requirements for the spoil place increasing demands on the tunnelling method.

3.21 Tools

3.21.1 Hard rock

Single disk roll cutters have generally established themselves for breaking hard rock. They are forced against the rock by a high load of up to 32 Mp per disc. Under the linear load pressure the rock is destroyed and following shear failure individual segments or "chips" are broken out. The disk cutters are spaced between 7 and 10 cm apart. The disk cutters can also break up hard stones embedded in soft ground. The secret ist merely that they must continue to turn in the soft ground so as not to wear out asymmetrically. The fragments of rock fall into the cutter head or, in a shield with fluid support, into the working chamber. They can be too big to be pumped away. A stone crusher must therefore be installed in shields with fluid face support to reduce the fragments to an edge length of about 10-12 cm, which can then be handled by centrifugal pumps.

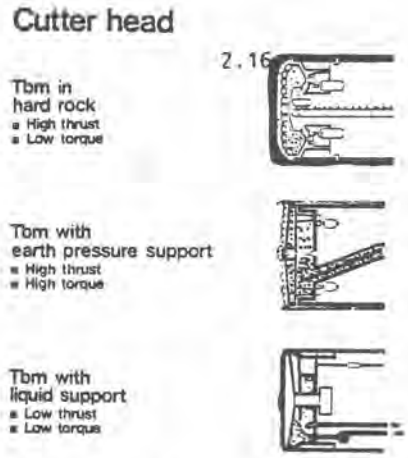
3.21.2 Cohesive ground

Cohesive soils tend to stick when the clay content is more than 30 % of the material, that means under 0,06 mm diameter and the water content is between 30% and 45%. This can paralyse the performance of a TBM. Only the choice and positioning of the tools to remove material in small pieces, and the design and assembly of the machine to permit a direct and unimpeded flow can ensure a satisfactory advance rate in cohesive ground.

Scraper blades are fixed on the sides of the spokes of the cutting wheel which shaves off 2-4 cm layers of ground, while small hoes on the front of the spokes, in advance of the scrapers, limit the width of the shavings. In mixed ground the disc cutters positioned 2-4 cm in front of the scraper blades act instead of the hoes to limit the shaving width.

3.22 Cutterhead

The construction of the cutter head often determines whether a TBM can be used successfully. The requirements are varied and depend upon the geology. The considerable forces which are necessary to break up the rock require on the one hand a strong and solid construction, on the other hand it must be possible to remove the broken material simply and quickly. Which requirements be given the higher priority depends upon the design engineers. So it is very interesting to see the cutter heads on the Channel tunnel machines, all designed for the same ground.
The photos were however taken before operation. Afterwards they were more similar.



3.22.1 Fractured hard rock

In a normal hard rock machine the cuttings fall in the tool gap to the invert and are there taken up by scoops in the cutter head. These scoops have a relatively small opening to the face. They are however wide open on the outside of the cutter head. Lateral ploughs guide the cuttings to the scoops.

In sound rock the transport of the cuttings is effective. However if the rock is not stable, and is supported on the edge of the cutter head, then the ploughs which project over the edge of the cutter head tear out blocks and excavate considerable overbreak in a few rotations. Thus the span width of the exposed face is increased, where the stability in fissured rock is in any case endangered.

The movable boulders in the fissured face soon block the cutter head. If the drive, as it is usually the case on hard rock machines, has only two speeds, then the transmission quickly over-heats and the mechanical drive is soon at a stop.

On site there is then no alternative but to continue the tunnel by hand. The machine must be modified.

- The face of the drill head must be as smooth as possible if it is to support the rock while cutting

- The disc cutters are set back. This reduces the tool gap and also interfères with the flow of the cuttings and increases the wear on the disc cutters.

- The scoop openings to the face must not however be so large as to tear blocks out of the face.

- The openings over the perimeter of the face must be reduced to one that accepts the cuttings which collect below the drill head.

- The drive must be powerful and have variable speed control. The cutter head must be capable of driving in both directions.

We had to make the above modifications to a drift tunnel for a ski cable way in the alps. Our Italian colleagues had similar experience on the Rosales tunnel in Columbia.

3.22.2 Cohesive soil

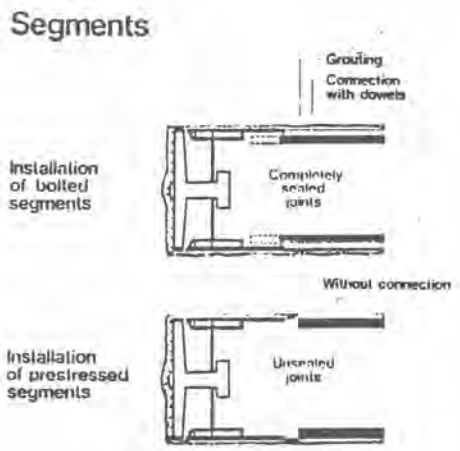
Cutter-heads for stable cohesive soft ground are preferably open. They can be spoked cutting wheels with a rim, as on the Mitsubishi machines for the Channel Tunnel or, as on the James Howden machines, largely open drum-like cutter heads with cutting beams.

The cuttings, which may be adhesive, must, as far as possible, be allowed fall unimpeded to the inside of the cutter head.
The same is true for cohesive ground and non cohesive ground where the face is supported by a fluid or supported by the earth slurry.

However to change cutting tools or carry out repairs, men have to enter the working chamber, generally under compressed air. In order to ensure a stable face and prevent the crew being injured by falling stones, closeable flaps are installed between the spokes of the cutting wheel. With varying conditions, these units however can increase sticking in cohesive ground. They are however vital for the safety of the crew with a non stable face.

3.3 Lining

The mechanical and technical measures which have to be taken to build the lining in loose ground without loosening or relaxing the surrounding ground relate mainly to the shield tail seal and the grouting of the shield tail gap if we consider the standard lining with segments.



But gripping systems which support the machines during drilling, in many cases have a considerable influence on the lining. Usually tunneling machines with bolted grouted segments transfer the thrust forces to the segmental ring. The drilling cycle must therefore be interrupted during erection of the segmental lining. In order to achieve higher tunnelling rates and avoid back grouting in stable ground, the segments are pressed directly against the ground as a jointed ring. Here the thrust forces during drilling are transferred to a gripper system. The Gripper forces are so high that they often would destroy a soft ground. For with a coefficient of friction of 0,3, they must be three times as large as the thrust force. 1.85 m3/m tunnel of weakened ground had to be shovelled on to the conveyor belt at the start of the service tunnel on the british side of the channel.

3.31 Shield tail seal

The shield tail seal is the most important design element for bolted and grouted segments. It must effectively seal the joint between the shield tail and the back of the segments so that the grout injected behind the segments can ballance the surrounding soft ground and ground water. If the seal fails, grout can flow into the interior of the shield.

The pressure in the grout would immediately fall and ground water and grout would at once penetrate the shield tail joint.
The ground around the tunnel lining could relax and loosen. The bedding would be destroyed. The seal of this shield tail joint is technically difficult, not only because the individual segments can not be positoned accurately enough to avoid steps or ledges of up to 1.5 cm, but because the advance of the shield leaves a void behind the shield tail which has to be simultaneously filled with an equal volume of grout. And at the same

time the grout must be at a pressure somewhat higher than the pressure from the surrounding soil and groundwater. These requirements are not always met by current designs.

3.31.1 Rubber seal

Up to now rubber seals, due to their stiffness, were unable to close steps behind inaccurately placed segments and thus the more inexperienced the crew, the greater the problems they cause.

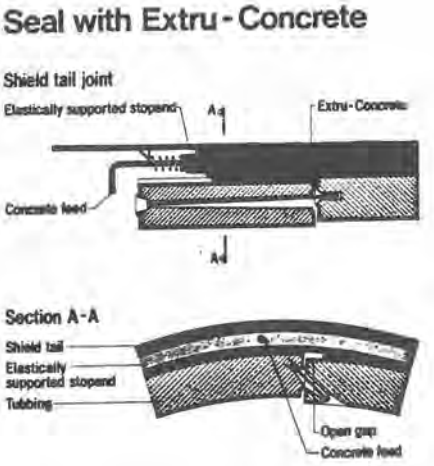
3.31.2 Steel brush seal

The steel brush seal, developed in Japan, can seal the gaps between inaccurately placed segments. They are arranged in several rows, up to 5, one behind the other. The number is determined by the pressure of the surrounding groundwater. Grease is pumped under pressure into the space between the rows of brushes. Each chamber towards the end of the shield tail receives a pressure about 1 bar higher than the proceeding one. At the end a pressure about 2 bar higher than the grout is reached. The grout is thus prevented from penetrating the brush seals and rendering them ineffective. The pressure differential of 1 bar in the grease between the chambers can be maintained by the brushes and the viscosity of the grease.

The greater pressure differential at the end of the seal compared to the grout means that grease constantly flows into the grout. The consumption on the Channel tunnel was 15 kg/m on the service tunnel and 25 kg/m on the railway tunnels on French side.

Together with the necessary technique of grouting the shield tail gap at a constant pressure, the brush seal is certainly used world wide, but is a complicated and not altogether satisfactory method, which will, no doubt, be further developed.

3.31.3 Extru-concrete seal



A reliable shield tail seal that meets all the requirements is the seal with Extru-Concrete.
A movable, ring shaped steel construction, which closes the shield tail joint, is elastically supported by hydraulic jacks from the body of the shield. The hydraulic jack circuit is linked to a regulated gas reservoir, which provides the elastic spring.

The steel construction is sealed against the shield tail with a rubber seal and with spring strips against the back of the segments.

Extru-Concrete is pumped through the movable steel construction into the shield tail joint. The Extru-Concrete is a normal concrete with chemical additives to improve its flow properties.
Gaps between inaccurately placed segments are sealed by the concrete itself in the Extru-Concrete seal. Initally some of the cement mortar flows out, but a support matrix of coarser material quickly forms which, even for gap widths of 1,5 cm, provide enough support for the finer material. Even at pressures of 8 bar on gaps of 1,5 cm, this seal is effective.

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
GEOTEKNIKK/BERGTEKNIKK 1991

NorBuild
Norges Eksportråd

EKSPORTARBEIDET FOR

BYGG- OG ANLEGGSNÆRINGEN

BYGG- OG ANLEGGSNÆRINGEN

NorBuilds planer, prioriteringer

og erfaringer hittil.

Avd.dir. Jan A. Rygh
NorBuild
Norges Eksportråd

Innledning.

Bygg- og anleggsnæringens bransjekontor i Norges Eksportråd ble etablert 1. september 1990. M.a.o. kan vi se tilbake på et års virksomhet. Jeg vil i mitt innlegg kort redegjøre for følgende punkter.

- NorBuild, BA-bransjens eksportsekretariat som del av Norges Eksportråd

- Norsk BA-bransje. Status

- Hvilke markeder har vi

- NorBuilds strategi

- Hva kan vi selge

- Hva kreves av bransjen

- Hvordan skal vi lykkes

NorBuild er BA-næringens eksportsekretariat i Norges Eksportråd. Det er en del av Norges Eksportråd og har sitt eget fagstyre. Fagstyrets oppgave er i samråd med administrerende direktør i

Eksportrådet å fastlegge den strategi som NorBuild skal basere sin virksomhet på. Som det fremgår har NorBuild en daglig leder, en eksportkonsulent og en sekretær. NorBuild har sine kontorer i Norges Eksportråd, og samarbeider direkte med hovedkontoret og med Eksportrådets i alt 37 utekontorer, samt med utenrikstjenesten forøvrig verden over.

Norsk BA-bransje består i denne sammenheng av:

- Byggevareleverandørene (inkl. trevarer, betongelementer- og varer, stein, ferdighus m.v.)
- Entreprenører
- Rådgivende ingeniører og arkitekter

En generell karakteristikk av bransjen som helhet er at den er geografisk spredt over et stort landområde, og at mer enn 80% av firmaene har mindre enn 10 ansatte. Det siste er et interessant tall, fordi det er det samme tall for denne bransjen i EF-landene.

NorBuild har sett det som en viktig oppgave å kartlegge norsk BA-bransje i detalj. Dette er gjort gjennom NorBuilds eksportundersøkelse, som ventes avsluttet i september måned. I alt 1200 bedrifter har fått tilsendt og blitt bedt om å besvare et relativt deltajert spørreskjema. På den måten ønsker vi å få en god oversikt over bransjen, bl.a. eksport og eksportinteresse, hva man ønsker at NorBuild/Norges Eksportråd skal gjøre, prioritering av land osv.

I dette arbeidet har vi samarbeidet med bransjeforeningene. For byggevareleverandørene representeres disse av følgende:

BL - Byggeindustriens Landsforening
NTL - Norske Trevarefabrikkers Landsforbund
GF - Glassbransjeforbundet i Norge
NGIF - Norges Betongindustriforbund
PGL - Pukk og Grusleverandørenes Landsforening
SIL - Steinindustriens Landssammenslutning
BIL - Bergindustriens Landsforening

Vær oppmerksom på at mange av disse representerer flere spesialforeninger. Tilsammen representerer de ca. 1100 medlemsbedrifter, med i alt ca. 27.500 ansatte. De eksporterte i 1990 for ialt ca. NOK 3,7 mrd.

For entreprenørene får vi et tilsvarende billede.

LBA - Landsforeningen for Bygg og Anlegg
MEF - Maskinentreprenørenes Forbund
TESO - Tekniske Entreprenørers Samarbeidsorgan
BHLF - Bygghåndverksfagenes Landsforbund
Den totale eksportverdi for denne gruppen er ca. 1,3 milliarder.

For arkitekter og rådgivende ingeniører.

NPA - Norges Praktiserende Arkitekter - 370 medlemsbedrifter med i alt 1400 ansatte,

NAL - Norske Arkitekters Landsforbund med 2800 medlemmer, og

RIF - Rådgivende Ingeniører Forening - 400 medlemsbedrifter med 4500 ansatte.

Den totale eksportverdi for gruppen arkitekter og ingeniører er ca. NOK 500 millioner.

Hva er så status for norsk BA-næring? Først hjemmemarkedet. Som helhet kan sies at byggeboomen i siste halvdel av 80-årene resulterte i mange feilslåtte satsninger og førte til at inngangen til 90-årene er preget av etterkrigstidens sterkeste markedssvikt. Dette har svekket næringen. En del tall karakteriserer denne utviklingen.

- Antall sysselsatte i entreprenør-bransjen sank i tidsrommet 1987-91 fra 165.500 til 127.300.
- Maskinentreprenørene har p.t. ca. 50% ledig kapasitet og eksporterte brukte arbeidsmaskiner i 1990 og i 1991 for 1,4 mrd. NOK.
- Arbeidsledigheten blant rådgivende ingeniører og arkitekter er stor. 30% pr. 1. mai 1991.
- Flere byggevareprodusenter, spesielt i betongindustrien, har opptil 50% ledig kapasitet.

Når hjemmemarkedet svikter, er det naturlig å undersøke mulighetene for eksport. Hva er så status her?

BA-næringen i Norge har en svak internasjonal profil sammenlignet med de andre land i Norden, Sverige, Danmark og Finland. I 1989 hadde disse landene BA-eksport for ca:

- Sverige 40 mrd. NOK
- Danmark 18 mrd. NOK
- Finland 12 mrd. NOK
- Norge 2 mrd. NOK

M.a.o. Norge på desidert jumboplass.

Tar vi for oss 1990, kan det være naturlig å sammenligne oss med Danmark. Danskene har gjennom flere år satset mye på eksportarbeide. Dette har gitt gode resultater. Mens danskenes totale BA-eksport i 1989 var på vel 18 mrd. NOK, passerte den i 1990 25 mrd. NOK. Vi merker oss at danske arkitekter og rådgivende ingeniørers eksport er fordoblet i løpet av kun tre år. I dag er mer enn 26% av danske arkitekters og rådgivende ingeniørers arbeide utenfor landets grenser, og vil i år bidra med 5 mrd. NOK i den danske valutainntjeningen.

Norsk BA-eksport ble mer enn fordoblet fra 1989-90.
Vi ligger imidlertid fortsatt adskillig etter våre danske venner.

Det er byggevareleverandørene som er de desidert største eksportører. Dernest kommer entreprenørene, og tilslutt rådgivende ingeniører og arkitekter.

Hva kan vi så gjøre for ytterligere å stimulere til øket eksport?

Som tidligere nevnt er største delen av byggeindustrien små og mellomstore, ofte familieeide bedrifter. Disse har begrenset kompetanse til profesjonelt eksportarbeide. Paradoksalt nok, i en tid hvor det virkelig er behov for å utvikle nye markeder, er mange av disse bedriftene delvis lammet av krisen i byggeindustrien. Hver for seg har bedriftene derfor vanskelig for å forsvare en ofte risikofylt og kostnadskrevende eksportinnsats hvor resultatene mange ganger ikke kan løse de kortsiktige problemer. Som kjent forutsetter eksport ofte at den norske produsenten er istand til å tilpasse sitt produkt til de krav eksportmarkedet stiller, eller at bedriftene kan tilby et bredt nok produktkonsept som kan forsvare innsatsen. For en liten eller mellomstor bedrift representerer slike krav ofte et uoverstigelig problem, fordi de i forhold til det volum de kan forvente med sine begrensede ressurser, vanskelig kan makte de nødvendige tilpasninger, eller utvidelser. Stikkordet her er samarbeide, og for å realisere de eksportmål som er naturlige, er det viktig at BA-næringen satser som én industri.

Hva er NorBuilds rolle?

Interessen for internasjonalisering og eksport er meget stor. Det siste året har NorBuild mottatt mer enn 1500 henvendelser om råd og støtte til eksport. Det kan også vises til en rekke gode enkelt-resultater, spesielt hvor man i utgangspunktet har fått til samarbeide mellom fler bedrifter. Norsk BA disponerer da også både den nødvendige teknologi og kunnskaper for å være internasjonalt konkurransedyktige. Vi har noe å by på! Næringen har et høyt teknologisk nivå internasjonalt innen områder som

- arkitektur
- bearbeiding og bruk av tre og betong.

Næringen har spesielt gode forutsetninger innen boligbygging, vannkraft- og offshore-anlegg.
Næringen står foran en viktig utfordring i å utvikle seg til å bli internasjonalt konkurransedyktig og dermed øke eksporten.

EF tilpasning er en viktig utfordring. Den prosess som nå foregår i Europa med utviklingen av EFs indre marked i løpet av 1992, er den største utfordringen for bransjen. I erkjennelsen av dette, har Norges Eksportråd v/NorBuild i samarbeid med Sveriges Exportråd og det Finske Utrikeshandelsförbundet gjennomført en inngående analyse av dette markedet med spesiell vekt på offentlige innkjøp og de konsekvenser dette får for BA-næringen.

Analysen viser at BA-bransjen er i vekst over hele Europa. Vi kan

også merke oss følgende fra rapporten:

- Det største BA-enkeltmarked i EF i 1990 er det gamle Vest-Tyskland med en andel på 23% av totalen.
  Det forenede Tysklands andel utgjør hele 35%.

- Vest-Tyskland er fulgt av Frankrike, Italia og Storbritannia. Disse representerer 64% av de totale investeringer i 1990.

- Land med den største økning i BA-aktiviteter i 1990 er Spania og Irland med nesten 10%, og Tyskland med 5%.
  Land med en fallende trend er Danmark og Storbritannia, ca. 5%.

- I perioden 1990 - 1994 er det ventet en langsom men stabil vekst på 2-4 % i de fleste europeiske land.

- Foreningen av de to tyske stater ventes å lede til en vekst i BA-volumet på 15-20%.

- Behovet for investeringer i bygg i det gamle DDR, som for resten av Øst-Europa, er enormt og i tillegg kommer vedlikehold, rehabilitering og miljø.

- En viktig årsak til den store økning i BA-volumet i EF er de store investeringer som planlegges for infrastruktur som veier, jernbaner, kloakk og miljø.

- Trender frem mot århundreskiftet synes klart positivt for BA-næringen.

Prioriterte markeder.

Konklusjonen på dette er at Europa vil i de nærmeste år fremstå som et enormt marked som skulle gi muligheter for betydelig økning av eksport fra hele den norske BA-sektoren. K.fr. Danmarks suksess. Det forente Tyskland peker seg ut som det desidert største, med størst vekst. Norges Eksportråd og NorBuild ha da også for de neste 3 årene prioritert Tyskland som et satsingsområde. NorBuilds oppgave er å yte spesiell hjelp til BA-bransjen. I året som har gått har NorBuild foruten de 1500 enkelthenvendelser, gjennomført en rekke fellestiltak og bransjetiltak, hvorav nevnes:

- Markedsreise for 21 byggevarefirmaer til Kiel og Schwerin i april
- Byggseminar for norske husprodusenter m.v. i Stuttgart i mai
- Byggseminar for limtrekonstruksjoner i Milano i mai
- Byggevareutstilling i Østerrike i juni.

Det er gitt spesiell støtte til arkitektene for deltakelse og presentasjon av norsk arkitektur i England, Skotland og Italia. Det er gitt spesiell støtte til markedsføring av norske

entreprenører og rådgivende ingeniører under Tunnelling '91 i London i april og i Madrid i august. På programmet videre i år står presentasjon av norsk BA-software i Stuttgart i november og byggeseminar i Barcelona i november/desember. Det samme i Dresden. NorBuild har sett det som en viktig oppgave å spre informasjon internasjonalt om norsk BA-kompetanse. Dette er bl.a. gjort i samarbeide med informasjonskontoret i Norges Eksportråd ved utgivelse av Norway Exports-serien

- Norwegian Architecture
- Building Materials for norske byggevarer og
- Road Technology.

Disse trykksaker spres gjennom utekontorene til det internasjonale marked. I tillegg har NorBuild med støtte fra NTNF og i samarbeid med NBI under produksjon 5 informasjonsbrosjyrer, hver på 8 sider, om norsk kompetanse på BA-siden. De fem første brosjyrene omfatter:

- Stein og steinprodukter
- Vinduer
- ENØK i boligbygging
- Trelast
- Bygningsplater

All denne informasjon er på tysk og engelsk, og fordeles etter spesielle postlister til personer og adresser i utlandet. Brosjyrene er av høy kvalitet og inneholder nøytral informasjon. De kan også brukes av bransjen selv i deres markedsføringsarbeide.

Som man skjønner har aktiviteten det siste året vært meget høy. For 1992 foreligger forslag til et tilsvarende program med hovedsatsingsområde Tyskland, England, Nederland. I 1992 følger NorBuild også med på Norges Eksportråds storsatsing mot Japan. Basert på den erfaring vi til nå har høstet, har NorBuilds styre videreforedlet NorBuilds strategi. Med de begrensede ressurser som NorBuild har, vil NorBuild i første omgang prioritere de bedrifter som allerede har fått til noe ute. Nybegynnere har allerede gode tilbud fra de støtteordninger som finnes i Norges Eksportråd. NorBuild skal videre:

- Legge forholdene til rette for kontakt mellom eksportbedrifter
- Hjelpe bedriftene med strategiutvikling
- Øke næringens kompetanse
- Innhente relevant prosjektinformasjon
- Organisere markedsanalyser
- Ha kjennskap til internasjonale tekniske standarder og kontrakter
- Informere om BA-næringen

m.v. m.v.

M.a.o. oppgavene er mange, men målet er å utvikle NorBuild i Norges Eksportråd til å gi BA-bransjen råd, hjelp og støtte i internasjonaliserings- og eksportarbeide.

For å nå dette mål er et godt samarbeide mellom BA-bransjen og NorBuild helt avgjørende. I siste omgang er det bransjen selv som avgjør om man vil lykkes eller ikke i internasjonalisering og eksport. I utgangspunktet har bransjen spesielle kvaliteter og er på mange områder konkurransedyktige både i pris og kvalitet. Ved inngangen til 90-årene ser vi konturene av sterkere samling gjennom bransje-organisasjonene og fusjoner og nettverksdannelse mellom bedrifter. Dette vil gi næringen større mulighet for koordinert og langsiktig satsing. BA-næringen må tilpasse seg markedet som er under omdanning. Den må og vil mestre utfordringene knyttet til kvalitet, produktivitet, lønnsomhet og soliditet. Dette vil kreve en formidabel innsats i et miljø der konkurransen blir hard. Et viktig stikkord her er eksportmarkedsføring.
Mens norske BA-bedrifter er sterke teknologisk, er de svakere når det gjelder internasjonal markedsføring. Her må næringen i sin strategi sette av tilstrekkelige ressurser for å nå frem.

Internasjonal markedsføring og deltakelse i internasjonale konkurranser er normalt meget kostnadskrevende og risikofylt. Her teller bare gullmedaljene. En sølvmedalje i slik konkurranse kan være hederlig, men figurerer i firmaregnskapet med røde tall. Kostnadene er høye og risikoen stor, men det er viktig at norske firmaer deltar.

I en intervjurunde NorBuild har gjennomført for en del norske BA-bedrifter var det ytret sterkt ønske om støtte fra norske

myndigheter og at det ble gitt rammebetingelser for deltakelse i internasjonale konkurranser som reduserte tapet ved sølvmedalje og lavere.

Avslutning:

Den utvikling som pågår for fullt i Europa idag må vi bare forholde oss til på en realistisk måte. For BA-bransjen innebærer overgangen til EFs indre marked nye muligheter og store utfordringer. Grunnlaget for suksess ligger i BA-bransjen selv. De som velger å gå ut med sine varer og tjenester, må være klar over at dette krever mye, bl.a. i strukturert strategisk tenkning, oppbygging av egenkompetanse, bl.a. språkkunnskaper, oppbygging av nettverk og samarbeidsformer hjemme og representasjon i eksportlandet. Vi har noe å tilby, men vi har også mye å lære om eksport og internasjonalisering.

Støtteapparatet rundt BA-bransjen er også svært opptatt av disse spørsmål. Jeg tenker da på bransjeforeningene, NTNF, NHO, SINTEF, DU, Industrifondet, diverse departementer og sist, men ikke minst, Norges Eksportråd med bl.a. NorBuild. Også her er det uhyre viktig med samarbeide og samordning av innsatsen. Dette samarbeide må ha en strukturert form med en naturlig arbeidsdeling. Samarbeide må utvikles, koordineres og skje over tid med en samlet strategi. NorBuild er villig til å spille en sentral rolle her, men må da tilføres større personellmessige ressurser.

Norsk BA-eksport er i en positiv utvikling. Med en koordinert og samlet innsats vil resultatene i årene som kommer helt klart kunne mangedobles. Da kan vi oppfylle NorBuilds valgspråk som er

HELE BA-BRANSJEN PÅ BANEN!

23.10.1991 JAR/amm

ERFARING FRA KRAFTVERKBYGGING I CHILE

Experience gained from Hydropower Plant construction in Chile

Dr.Ing. Bjørn Buen eget firma
Siv.Ing. Leif Rune Gausereide Berdal Strømme A/S

SAMMENDRAG

Kraftverket Alfalfal med installert effekt 180 MW er bygget ca. 50 km øst for Santiago. Av totalt 35 km tunnel er 25 km uforede trykktunneler. Norsk design og kontraktsform er benyttet. En stor skadeflom og snøskred og steinsprang i vintersesongene har gitt forsinkelser. Fjellforholdene med partier med lav kvalitet, sprakefjell og vanninnbrudd med trykk opptil 100 bar var tekniske utfordringer. Fratrukket forsinkelser og kostnader som følge av flom og ras har byggingen holdt budsjett, ca. 300 mill. USD, og tidsplan.

SUMMARY

The Alfalfal hydropower plant with installed effect 180 MW is located 50 km east of Santiago. Out of a total of about 35 km of tunnels, 25 km are unlined pressure tunnels. Norwegian design and contract philosophy were adapted to local conditions. One big flood accident and snow avalanches and rock falls during the winter seasons led to delays. Stretches with low rock mass quality spalling and water leakage at 100 bar pressure were technical problems encountered and solved during construction. Disregarding the delays and costs inflicted by the big flood, the construction of the hydropower plant went according to budget, about 300 mill. USD, and schedule.

INNLEDNING

Chile, nesten 5000 km langt og for det meste mellom 100 og 200 km bredt, ligger som en smal stripe mellom Stillehavet og Andesfjellene. I ørkenstrøkene i nord er det områder der det ikke er registrert nedbør i historisk tid. I syd finnes isbreer, og det er registrert årsnedbør på 3000-4000 mm.

Nord i landet - fra 18 grader sydlig bredde - er det varmt året rundt, mens det mot 55 grader syd er både kaldt om vinteren og kjølig om sommeren.

Chiles areal er ca. 750000 kvadratkilometer, litt mer enn det dobbelte av Norges. Mye av dette arealet er utilgjengelige fjellområder. Befolkningsmengden er ca. 15 millioner, og ca. 1/3 bor i og ved hovedstaden Santiago.

Befolkningen virker homogen. det er få tegn til etniske konflikter, i motsetning til hva som er tilfelle i mange av nabolandene. Språket i Chile er spansk.

Geologi gir forklaringen på Chiles landskapsformer, og på landets klima, flora og fauna. Det sydamerikanske kontinentet kolliderer med Stillehavsplaten og skyves delvis over denne. Kollisjonshastigheten er supersonisk i geologisk målestokk, opp mot 50-100 mm årlig. Bergartene langs platekantene foldes, forskyves innbyrdes og brytes opp. Andesfjellkjeden med topper i Chile opp mot 7000 m.o.h. er et synlig bevis på denne aktiviteten. Mange aktive vulkaner langs fjellkjeden reflekterer også den tektoniske aktiviteten.

Fjellkjeden dirigerer luftstrømmer og har på denne måten innvirkning på klimaet. Andesfjellene i øst og ørkenen mot nord har vært effektive hindre for planter og dyr, derfor er artsrikdommen i Chile liten. En god del nyttevekster og dyr er innført i historisk tid.

OVERFLATEGEOLOGISKE FORHOLD

Platetektonikken gjør at mange geologiske prosesser får et omfang og en intensitet som både kan overraske og skremme. Ras og skred både i snø, løsmasser og berg får en ekstra dimensjon når høydeforskjellene er både 2000 og 3000 m.

Regnskyll og snøsmelting kan forvandle små bekker til ville elver i løpet av timer. Massetransporten i elver og bekker er formidabel.

Små jordskjelv opptrer flere ganger i året, og de store som an gjøre alvorlig skade melder seg med noen tiårs mellomrom.

Vulkanutbrudd med aske- og gassutslipp forekommer også med få års mellomrom.

Konsekvensen er at alle permanente byggverk må planlegges for å motstå geologiske påvirkninger. De forskjellige hendelser er så hyppige at det neppe er mulig å gjennomføre er prosjekt som strekker seg over 3-4 år - som et kraftverk - uten at byggeprosessen blir påvirket.

BERGARTSTYPER

Aktuelle kraftverksprosjekter utnytter de forholdsvis små vannmengder, men høye trykk, som Andesfjellene gjør mulig. Typiske bergarter i fjellkjeden er fra 20 til 150 millioner år gamle. De eldste er avsetningsbergarter som leirstein og sandstein, tuff og breksjer, kalkstein og vulkanske andesitter. De yngre bergartene består av store granodiorittiske intrusiver og mindre ganger og linser av porfyriske granittiske bergarter, av diabas og av porfyrisk andesitt. De yngste bergartene kan være moderat oppsprukket, de eldste kan være tett oppsprukket og foldet.

Store, og også aktive, forkastninger finnes i fjellkjeden. Disse representerer problemer ved kryssing med tunneler og som kilder for lokale jordskjelv. Buen, B. 1986

KRAFTVERKBYGGING

Kraftverket Alfalfal ligger ca. 50 km øst for Santiago, og utnytter vannføringen i elvene Rio Colorado og Rio Olivares, se fig. 1.

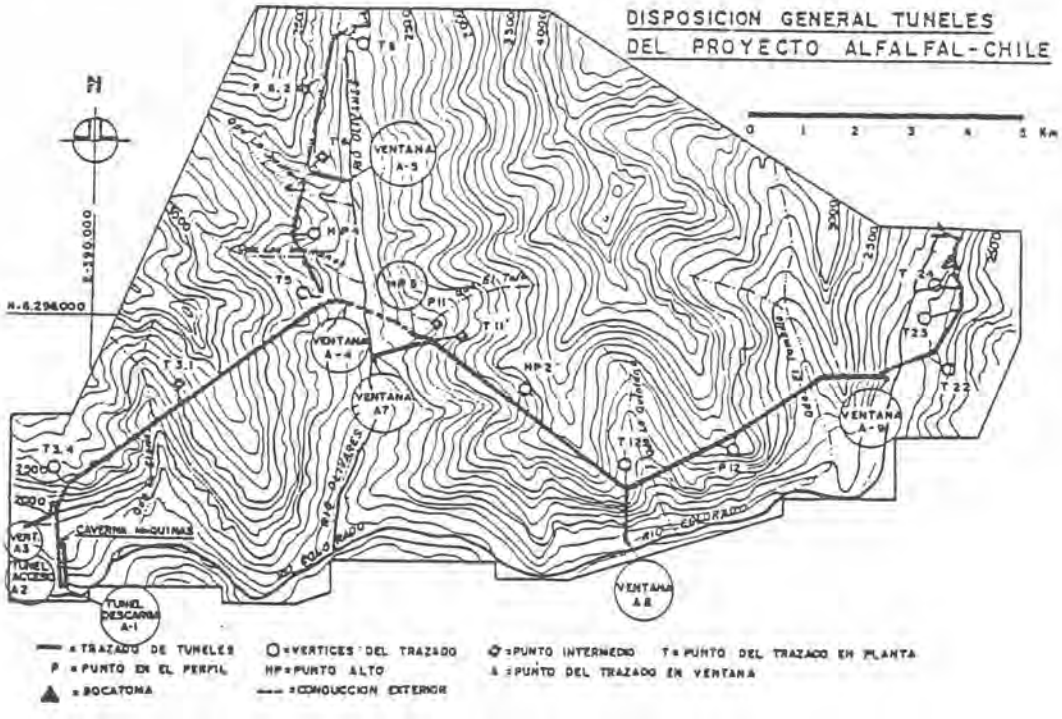


FIG. 1 TUNNELOVERSIKT

Kraftstasjonen er plassert i berg, og 2 Peltonturbiner gir maksimalt 2*90MW ved en største vannføring 27 kubikkmeter per sekund og brutto trykkhøyde 700 m. Omtrent 25 km tunnel er utført som uforet trykktunnel, og ytterligere 10 km er drevet som adkomsttunnel, avløpstunnel, frispeils overføring og tverrslag. Omtrent 1/4 av trykktunnelen er drevet med tverrsnitt ca 18 kvadratmeter, det øvrige er alt vesentlig tatt ut med skinnedrift i 10-11 kvadratmeters tverrsnitt.

Kraftverket, som eies av CHILGENER. S.A, er et joint venture bestående av Norconsult A.S, ECI Inc. fra USA og CADE IDPE fra Chile. Norconsult hadde ansvar for planlegging av underjordsarbeidene, og har under bygging hatt ansvar for design av sikring i tunneler.

Anlegget er planlagt etter norsk filosofi, inkludert uforede trykktunneler med opp til 370 m trykk. Også kontraktene, enhetspriskontrakter med regulering etter ekvivalenttidsprinsippet, var forsøkt utformet etter norsk lest.

Byggearbeidene startet med bygging av veier og tverrslag midt i 1986. dette ble utført av lokale entreprenører.

Ny sikringsfilosofi og nye kontrakter var greit under forhandlingene, men etterpå var alt ved det gamle. Entreprenørene hadde gammelt og velbrukt utstyr og møtte alle store problemer med stålbuer og stempling. Moderne sikringsutstyr og -metoder var ukjent.

Kontraktsoppfølgingen utført av en selvstendig kontrollgruppe og av byggherren var slik at alle fagre løfter og garantier avgitt ved kontraktsinngåelse i praksis kunne bli og ble reforhandlet.

Ut i 1987 ble det inngått kontrakter med Astaldi fra Italia, Losinger fra Sveits og Hochtief fra Tyskland.

Tilrigging og drift hadde så vidt kommet i gang da et fjellparti på ca. 1 million kubikkmeter raste ut i en sidedal langt inn i nedslagsfeltet. Brå snøsmelting og høyt sprekkevannstrykk er postulert som mulig årsak. I alle fall traff fjellskredet en isbre ca. 1000 m under løsneområdet i 4000 meters høyde. Isen ble pulverisert, og en velling av is, slam, stein, snø og vann sopte nedover Coloradodalen. Flodbølgen var sine steder 40-60 m høy og tilbakela ca. 50 km i løpet av en time. Da var 13 broer ødelagt, riggområder sopt bort og dalbunnen dekket av et tykt gjørmelag. Fordi ulykken inntraff en søndag, ble antall ofre begrenset til ca. 40.

Opprydding, bygging av nye veier og broer og ny oppriggingtok omtrent et år. Full byggeaktivitet på anlegget var det først mot slutten av 1988. Det spanske firmaet Dragados y Constructiones hadde da fått oppgaven å bygge et redesignet inntak.

Erfaringer vunnet i 1986 med utforming og oppfølging av kontrakter gjorde at dette fungerte langt bedre for hovedentreprisene. Internasjonalt kjente og erfarne entreprenører gjorde det enklere å gjennomføre sikring og drift som forutsatt. Våtsprøyting og stålfiberarmering var det imidlertid ingen som fikk til. Støp på stuff gikk etter hvert svært glatt, se Gausereide et al. (1990), selv om det i starten ble reist et utall innvendinger. Hochtief oppnådde 13 timer som beste syklustid i 11 kvadratmeter tunnel med salvelengde ca. 3 m.

Bergmassekvaliteten langs tunnelene var jevnt over

brukbar, men lange strekninger var dårlige. Av spesielle problemer kan nevnes sprakefjell, lekkasje under høyt trykk og plastisk deformasjon (squeezing).

Sprakefjell med middels til høy intensitet kom når en kombinasjon av stor overdekning og stive og lite oppsprukne bergarter ble møtt i tunnelene. I praksis var problemet knyttet til de granodiorittiske intrusiver og til enkelte partier med andesitt. Der det ble støpt på stuff i sprakefjell var det nødvendig å plassere en 100 mm tykk isoporplate mot fjell. Dette ga fjellet rom til å deformere uten at betongen ble ødelagt.

Vannlekkasje med trykk ca. 100 bar ble møtt èn gang. Vannmengden, ca 100 l/s, var i seg selv et problem, men bøygen var å arbeide mot høyt trykk. Boring for forinjeksjon måtte gjøres gjennom et kort 3.5" rør med stor kran slik at hullet kunne stenges av. Sprekkene var vanskelige å injisere med sement, fordi de var meget tynne. Polyuretan ble delvis tatt i bruk. Vanntrykket deformerte berget rundt tunnelen hvis det kom inn på sprekker nær tunneloverflaten. Nettarmert sprøytebetong ble brukt til å stabilisere tunnelen.

Plastisk deformasjon forekom i enkelte svake tufflag i kombinasjon med 1000-1500 m overdekning. I slike tilfelle ble en ekstra kraftig armert betongutstøpning benyttet.

Flom, snøskred og steinsprang hindret driften hver eneste vinter fra midt i mai til ut august, og 10-15 dager stopp i løpet av sesongen var normalt.

De to tunnelgrenene ble fylt i løpet av vinteren 1991 og anlegget var i full produksjon i september dette år. Hvis det sees bort fra kostnader i forbindelse med flomulykken i 1987 og det året forsinkelse som dette medførte, så ble utbyggingen gjennomført til budsjettert kostnad, ca, 300 millioner USD og i rimelig god nærhet av planlagt tid.

ERFARINGER

Arbeide utenfor Norges grenser innebærer et møte med andre kulturer og annet byråkrati. Vi bør være klar over at den egalitære kultur vi har i Norge representerer et unntak i verdenssammenheng. Den lite formaliserte problemløsing på stuff der også formann og drivere gir sitt besyv med, er ukjent de fleste andre steder. Regelen er en aristokratisk struktur der ordre kommer fra toppen og der det å ta ansvar og avgjørelser på et teknisk riktig nivå kan være vanskelig.

Systemet fremhever viktigheten av posisjon. Dette gjør at hensyn til posisjon kan komme til å vikariere for teknisk-økonomiske hensyn.

En aristokratisk struktur fremmer også et stort byråkrati. Hele prosessen, både planlegging og bygging, blir svært formalisert, og kontrollfunksjonen blir viktig.

Entreprenør, design, inspeksjon og byggherre blir helt adskilte organisasjoner. På Alfalfal var det en total stab på rundt 200 personer innen design, inspeksjon og byggherreorganisasjon. Disse var travelt opptatt av å passe på hverandre og på entreprenøren, og var ofte til hinder for raske og smidige avgjørelser. Dette betyr ikke at smidige løsninger ikke er mulige, men det betyr at de må finnes på en måte som tar hensyn både til system og posisjon.

Konklusjonen på gjennomføring av Alfalfal-prosjektet er at det har vært vellykket. Hverken tidsplan eller budsjett har sprukket. Byggherren har fått en billigere løsning enn den tradisjonelle mellomeuropeiske modell, og gleder seg nå over et prosjekt som ble gjennomført på tross av mange advarsler om "norsk galmannsverk"

Overraskelser har kommet, mest på grunn av klimaet og ytre prosesser som flom og ras. Underjordsarbeidene har nok tidvis vært vanskelige, men ble ikke undervurdert i starten.

Kulturen og byråkratiet har vært vanskelig å takle. Det er fullt mulig å påvirke og komme med nye løsninger, men det må gjøres innenfor det eksisterende system og i akseptable former.

De tekniske løsningene har vi, men "innpakningen" krever omtanke.

LITTERATUR:

Buen, B. 1986 "Engineering geological design of underground openings on the Alfalfal project", 73 p.p. Design report for CHILGENER.

Gausereide, L.R. et Al. 1990 "Experiencia del uso de Hormigon en la Frente en el Proyeto hidroeletrico Alfalfal - Chile." 11 p.p. Third South-American Congress on Rock Mech. Venezuela

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1991

INNTRYKK FRA SPANSKE ANLEGG

IMPRESIONES DE OBRAS DE CONSTRUCCIONES ESPANOLES

Siv.ing. Johannes Hope, sekretær i NFF.

SAMMENDRAG

Aktiviteten på det spanske anleggsmarkedet er høg særlig når det gjelder infrastrukturutbygging. Det benyttes stort sett en godt utviklet teknologi.
I foredraget omtales inntrykk fra to tunnelanlegg, ett i løsmasser og ett i forholdsvis godt berg.

SUMARIO

Las actividades en la obra espanola es alta, en especial al referirse a obra relacionadas con la infraestructura.
En general, se hace uso de una tecnologia bien desarrollada.
En la conferencia se hace mención de dos obras de tuneles, una en terra suelta y una en relativamente roca firme.

INNLEDNING

På sin årlige ekskursjon besøkte NFFs styre i år Spania.
Turen ble arrangert i samarbeid med den spanske forening for tunnel og underjordsarbeider Asociacion Espanola de Tuneles y Obras Subterraneas (AETOS) og Norges eksportutsending i Madrid.
I tillegg til besøk på en del anlegg gjennomførte styret en rekke møter med fagfolk fra spansk B/A-bransje. I Madrid ble det arrangert et seminar med flere foredrag om norsk anleggsindustri.
Norges Eksportråd støttet tiltaket økonomisk.

Få europeiske land har de siste 15-20 år modernisert sin infrastruktur like intensivt som Spania.
Delvis støttet av EF er landet på god veg til å nå samme utbyggingsgrad som de fleste andre medlemsland.
Aktiviteten er i dag meget stor og henger bl.a. sammen med neste års OL i Barcelona, verdensutstillingen i Sevilla og Madrids status som Europas kulturelle hovedstad i 1992.

Den spanske økonomi er idag sterk, og spådommene går ut på at den høge aktiviteten i B/A-bransjen vil holde seg i minst 10 år til og etterhvert øke i de sørlige regioner som nok ligger noe etter det nordlige Spania i utvikling.

VEGBYGGING

Av det spanske vegnettet på godt og vel 300 000 km er noe over 2 000 km forholdsvis nye motorveger. Samlet tunnellengde er noe over 100 km.
Flere større prosjekt er nylig fullført, under utførelse eller under planlegging bl.a. i regionene Madrid, Catalonia, Asturias og Andalucia. Motorveg nr. 4 gjennom Pyreneene til Frankrike er påbegynt. Motorvegen langs Middelhavet planlegges forlenget vestover fra Alicante mot Marbella og Sevilla. Flere av prosjektene vil omfatte betydelige tunnelarbeider.
De fleste større vegprosjekt gjennomføres som BOT-kontrakter og nedbetales med bompenger.

JERNBANER

Det spanske jernbanenettet på 13 000 km dekker hele landet. Samlet tunnellengde er ca. 800 km.
Det blir nå i første rekke satset på bygging av nye høghastighetslinjer.
Linjen mellom Madrid og Sevilla nærmer seg fullførelse og skal tas i bruk neste år. Planene om en ny høghastighetslinje mellom Madrid og Frankrike har vært mye omtalt de senere årene. Prosjektet er fortsatt i utredningsfasen.
Det samme kan en nok trygt si om Gibraltar-forbindelsen som neppe blir realisert på lang tid ennå.

METRO

Bygging av tunnelbaner pågår i Madrid, Barcelona, Bilbao og Valencia og omfatter tildels store prosjekt.

VANN, AVLØP, IRRIGASJON

I de senere år er det bygget mange anlegg for vann og avløp samt landbruksvanning. Samlet tunnellengde utgjør ca. 700 km.
Barcelona har f.eks. nylig fullført et omfattende system med avløpstunneler for å løse problemet med oversvømmelser i byen ved kraftig regnvær.

VANNKRAFT

Spania har ca. 750 km vannkrafttunneler. Til sammenligning har Norge over 3 000 km.
Aktiviteten i spansk vannkraftutbygging er for tiden lav. Men potensialet er fortsatt betydelig.

MADRID METRO

Innbyggertall og trafikkmengde har økt sterkt i Madrid siden 1985. I regionen Madrid bor det nå ca. 5 millioner mennesker, derav over 90 % i byområdet.
Metroen frakter 1 million passasjerer pr. dag og trafikken har i det siste økt med opptil 6 % pr. år. Vegtrafikken har økt med 8-10 % pr. år.
Det satses nå sterkt på utbygging av både kollektivtrafikken og vegnettet. Investeringene er i størrelsesorden 2,5 milliarder kr pr. år på T-baner og 3,5 milliarder på bilveger.

Madrids metro-system er på 115 km med 120 stasjoner. Hittil er utbyggingen finansiert over offentlige budsjetter, men det er nå planer om å forsøke også privat finansiering.
I løpet av de neste 2 år fullføres 10 km undergrunslinjer og videre framover regnes det med 2-3 km pr. år. Omtrent halvparten utføres ved "cut and cover" og resten ved underjordsdrift.
En 7 km lang strekning som blir ferdig i 1993 vil fullføre en sirkelbane rundt de sentrale bydeler.
Videre planlegges det en underjordisk togstall med atkomsttunneler som tilsammen vil koste ca. 4 milliarder kr.

Den største tekniske utfordringen er grunnforholdene. Grunnen består av sand, silt eller leire, tildels med vannførende soner.

Metrolinje nr. 1 mot sydøst blir nå forlenget med 2 km og får 3 nye stasjoner.
2 av stasjonene bygges ved hjelp av slissevegger og 650 m av tunnelen ved "cut and cover".
Resten av anlegget utføres med underjordsdrift etter en metode som kan virke nokså gammeldags på oss og som også er lite brukt i Spania.
Utgravd tverrsnitt for tunnelen er 70 m^2. Først graves takskiva ut ned til vederlaget med håndholdt redskap og forsterkes fortløpende med trestempel og stål før skrittvis utstøping like bak stuff.
Samtidig utgraves nedre del av tverrsnittet, noe lengre bak stuff, fra senter og ut mot veggene som frilegges og utstøpes fortløpende i korte seksjoner. Til sist blir sålen gravd ut og støpt.

Utgraving av stasjonshallen starter med en tunnel sentralt øverst under taket og en langs hvert vederlag. Tunnelene har minstetverrsnitt, graves ut med håndholdt utstyr og sikres midlertidig med stål og trestempel. Sålen i vederlagstunnelene graves ut slik at de når ned til bunnivå for stasjonen. Takbuen mellom de tre tunnelene graves ut i seksjoner på 1-2 m bredde, sikres midlertidig med trestempel og fylles med betong. Etter at stasjonens tak og vegger er støpt ut seksjonsvis på denne måten kan resten av tverrsnittet graves ut og sålen støpes.
Byggemetoden er valgt av entreprenøren fordi den var billigst i dette tilfellet, bl.a. pga. korte stufflengder. Fordelene ble sagt å være fleksibilitet, liten rigg og høg sikkerhet. Dessuten hadde entreprenøren folk med erfaring fra metoden.
Byggekostnaden var ca. kr 45 000 pr. m tunnel. Det hevdes at prisen er 2-3 ganger høgere for tilsvarende tunneler i Tyskland.
Byggekostnaden for 3 stasjoner og 2 000 m tunnel er ca. 290 millioner kr og for komplett anlegg ca. 520 millioner.

GARRAF-TUNNELENE VED BARCELONA

2-3 mil sør for Barcelona bygges det nå en 17 km lang 4-felts veg til avlastning for den gamle vegen til byen Sitges ved kysten.
I parsellen inngår 2 lengre bruer og 5 tvilling-tunneler med samlet lengde på 2 x 4 870 m.

Tunnelene er ferdig drevet og sikret, og går hovedsaklig i kalkstein av forholdsvis bra kvalitet. I området ligger flere steinbrudd som produserer stein til betong- og asfalttilslag og andre byggeformål. En stor del av tunnelmassene ble også levert til knusing.
Tunnelene har et sprengningstverrsnitt på 72 m^2. Dette ble delt i en takskive på 45 m^2 og en liggerstross på 27 m^2. Avgjørelsen om å dele tverrsnittet var begrunnet med bedre kontroll med stabilitet og rystelser under driving. I ettertid var imidlertid entreprenøren kommet til at det riktige hadde vært å drive fullt tverrsnitt. Avstanden mellom tunnelene er 17 m.

Største problem under drivingen var ladevansker pga. gjenrasing av salvehull. En del karstfenomen bød også på problemer og krevde ekstra sikring.
Salvelengdene varierte mellom 1,5 og 4 m avhengig av fjellkvalitet og avstand til bebyggelse.
Pga. frykt for terrorvirksomhet fører politiet meget streng kontroll med all bruk og oppbevaring av sprengstoff. Anlegget hadde ingen tillatelse til lagring.
Det ble derfor kun benyttet patronert sprengstoff. I kranshullene som hadde en avstand på 40 cm ble det brukt detonerende lunte på 100 g/m. Det ble benyttet en brennkutt med 2 stk. grovhull på 3 1/2".

Tunnelene er sikret med 2,5 - 10 stk. fjellbolter pr. løpemeter og 6-15 cm uarmert sprøytebetong. Fjellboltene er 3m lange, av 25mm kamstål og fullt innstøpt med polyester. Det ble hevdet at sprøytebetongen ikke ble tilsatt stålfiber pga. korrosjonsfaren. De dårligste sonene var sikret med stålbuer med 70 cm avstand og 15 cm sprøytebetong.
Noen få steder er det montert duk utenpå sprøytebetongen for å avlede vannsig.

Inndriften på takskiva varierte fra 4 til 20 m pr. døgn. Arbeidet gikk på 3 skift med tilsammen 120 t/uke.
Lønningene ligger noe under norsk nivå og arbeistiden er lengre, så en spansk tunnelarbeider har en timelønn på rundt regnet 60 % av sin norske kollega.

Byggekostnaden for en 2-felts tunnel var ca. kr 70 000 pr. m.
Byggekostnaden for hele prosjektet inkludert kontrollsenter og bomstasjon med 22 bommer var ca. 1,4 milliarder kr som i snitt tilsvarer ca. kr 40 000 pr. m to-feltsveg.
Tunnelene utgjorde 30 % av veglengden og 50 % av kostnaden.

Prosjektet er privateid og gjennomføres som en BOT-kontrakt. Konsesjonstiden er 33 år. Kostnad med administrasjon, eiendomserverv og finansiering utgjør ca. 50 % i tillegg til byggekostnaden.
Bomavgiften er kr 30 pr. bil og skal iht. BOT-kontrakten indeksreguleres, men den får ingen regulering direkte knyttet til lånerenten.
Den gamle vegen opprettholdes av det offentlige.

AVSLUTNING

Det spanske anleggsmarkedet er stort og aktiviteten er høg med mangel på kvalifisert arbeidskraft. Det benyttes til dels høyt utviklet teknologi.
Av forskjellige grunner er nok ikke markedet så lett tilgjengelig for norkse entreprenører eller rådgivere. Mulighetene er kanskje noe bedre for utstyrsleverandører.

På enkelte områder eller prosjekt bør det etter undertegnedes mening likevel være interessant å forsøke samarbeid med spanske aktører. Eksemplet fra fjelltunnelene ved Barcelona tyder på at vi kunne ha noe å tilføre bl.a. om sprengningsteknikk og sikringsmetoder.

NTNF's FORSKNINGSPROGRAM TUNNELER OG UNDERGRUNNSANLEGG

NTNF's Research Program on Tunnels and Underground Openings

Avdelingsdirektør Kaare Flaate
Vegdirektoratet, Veglaboratoriet

SAMMENDRAG

NTNF's forskningsprogram for Tunneler og Undergrunnsanlegg avsluttes i 1991. Dette treårsprogrammet har dekket forundersøkelser, planlegging og dimensjonering, boring og sprengning, samt sikring og drift. De totale kostnader for programmet er 14 mill. kroner.

Det er ialt gjennomført 13 prosjekt. Norges Geotekniske Institutt, SINTEF avd. for bergteknikk og avd. for geoteknikk og Vegdirektoratet har utført arbeidet. 20 firma og institusjoner har vært sponsorer og flere har deltatt i arbeidet.

Programmet har ført til ny kunnskap og kompetanse på flere områder av betydning for sikkerhet og økonomi i fjellanlegg. Programmet har også ført til økt engasjement på rådgiversiden internasjonalt. Resultatene er dokumentert i en egen publikasjon.

SUMMARY

NTNF's Research Programme on Tunnels and Underground Openings terminates in 1991. This three-year programme covers geological investigations, planning and design, drilling and blasting as well as water shielding, rock support and operation. The total cost of the Programme is 14 mill NOK.

13 projects have been completed during the three years. Norwegian Geotechnical Institute, Sintef Dept. on Rock Mechanics and Dept. of Soil Mechanics and the Norwegian Directorate of Public Roads have been in charge of the actual work. 20 firms and institutions have sponsored the Programme.

The Programme has led to new knowledge in several fields of importance for the safety and economy of tunnels and underground openings. The Programme has also led to increased international engagement for Norwegian consultants. A special publication documents the results.

BAKGRUNN FOR PROGRAMMET

Bakgrunnen for NTNF's FoU-program for Tunneler og undergrunnsanlegg er den store betydning og omfattende bruk av slike anlegg i Norge. Stikkord i denne sammenheng er trafikktunneler, vann- og kloakktunneler, olje- og gasslagre, transporttunneler, lagerhaller, tilfluktsrom, idrettshaller og parkeringsanlegg.

Investeringene og de årlige drifts- og vedlikeholdskostnadene er meget store og vil vokse i tiden som kommer. Bedre løsninger vil kunne bety store besparelser for samfunnet. Det er beregnet at 1 % besparelse tilsvarer et beløp av størrelsen 50 mill. kr pr. år. Dette bør ligge godt innenfor rekkevidde.

MÅL FOR AKTIVITETENE

Programmets mål var meget ambisiøst, og gjennom økt kunnskap og kompetanse tok en sikte på:

- Øke utnyttelsen av undergrunnen for å oppnå ressursbesparende og miljøvennlige anlegg
- Gjennom ny teknologi bedre sikkerheten og redusere kostnadene med 5 % sammenlignet med dagens praksis
- Styrke norsk konkurranseevne med 10 % årlig eksportøkning av produkter og tjenester som resultat.

Det har vist seg å være vanskelig å måle effekten så konkret som det ble satt opp på forhånd.

RESULTATER SÅ LANGT

Programmet har gitt verdifulle resultater innen alle de fire prosjektområdene: forundersøkelser, planlegging og dimensjonering, boring og sprengning og sikring og drift. Resultatene er sammenfattet i en egen publikasjon med 13 artikler. Her har en både gitt konklusjonene pr. i dag og vist vegen videre framover.

- Forundersøkelser:
Vi vet mer om forhold som bestemmer nødvendig overdekning i undersjøiske tunneler. Vi ser muligheter i geofysiske metoder som et hjelpemiddel for sikrere tunneldrift.

- Planlegging og dimensjonering:
Numerisk analyse er et verktøy på veg inn for bestemmelse av deformasjon i fjellrom og for vurdering av boltesystemer.

- Boring og sprengning:
Kunnskapen om inndrift ved fullprofilboring er utvidet, tiltak for bedre arbeidsmiljø er satt i verk, men det gjenstår en rekke problemer.

- Sikring og drift:
Utvidet kunnskap om bergsikringsmetoder vil bedre sikkerheten og økonomien i undergrunnsanlegg. Økonomiske metoder for ventilasjon av vegtunneler er ført videre.

I forhold til de svært konkrete målene som ble satt, er det vanskelig å påvise den direkte sammenheng mellom programmets aktivitet og den utvikling som har funnet sted. Det kan også ta noe lengre tid før en ser effekten. Følgende kan imidlertid sies i denne forbindelse:

Økningen i bruk av undergrunnen har i særlig grad funnet sted under veg- og transporttunneler. Denne utviklingen ville trolig ha funnet sted i alle fall, men programmet har gitt bidrag til at dette skjer på en sikrere og mer økonomisk måte.

De siste årene har gitt en økt internasjonal aktivitet for rådgivende ingeniører innen området tunnel og undergrunnsanlegg. Norges Geotekniske Institutt er et av de firmaer som har vokst sterkt internasjonalt takket være deltagelse i programmet.

SPREDNING AV RESULTATER

Resultatene må ikke bare bli hos de som direkte arbeider med prosjektene, men må snarest mulig nå ut til andre brukere. Referansegrupper og annen brukermedvirkning er viktige i arbeidet med å få resultatene ut. Vi har også lagt vekt på å komme til orde på Fjellsprengningskonferansen og NTNF's BA-årsmøte i høst.

Presentasjon av resultatene må ellers finne sted på flere måter:

- Forskningsrapporter
- Artikler i fagblad
- Foredrag i faglige fora
- Spesialrapporter
- Praktiske oppdrag
- Normaler og veiledninger.

De som har arbeidet i programmet avslutter nå sine forskningsrapporter; artikler og foredrag har vært og vil bli prioritert. Bruken i praktiske oppdrag har funnet sted allerede og vil naturligvis fortsette. Etter hvert vil det innarbeides i normaler og veiledninger.

Programstyret har valgt å legge vekt på en artikkelsamling der konklusjonene skal fram med vekt på kvalitet og klarhet i framstillingen. Denne artikkelsamlingen håper vi vil lette brukernes inngang til resultatene.

GJENNOMFØRTE PROSJEKT

Det var regnet med 13 prosjekt ialt gruppert under temaene forundersøkelser, planlegging og dimensjonering, boring og sprengning, samt sikring og drift.

PROSJEKT

Forundersøkelser:
25134 Stabilitet i undersjøiske tunneler
25135 Geofysisk sondering
25136 3D-Geologi

Planlegging, dimensjonering:
25137 Numerisk analyse
25138 Tredim. elastopl. endelig elementanalyse
25139 Kontraktsforhold (ikke oppstartet)

Boring og sprengning:

25140 Fullprofilsboring av tunneler
25133 Styring av sprengstoffers fragm.evne

Sikring og drift:
25141 Injiseringsteknologi
25142 Bergsikringsmetoder
25143 Oppdatering av Q-systemet
25144 Belastningsforsøk fiberarmert sprøytebetong (ikke gjennomført)
25145 Ventilasjon i lange veitunneler

Av disse 13 prosjektene er 11 fullført. Prosjektet Kontraktsforhold ble ikke satt i gang, fordi det parallelt ble utført lignende arbeid. Prosjektet Belastningsforsøk fiberarmert sprøytebetong ble avbrutt på et tidlig stadium i planleggingen. Vi hadde undervurdert kostnadene og greidde heller ikke å skaffe ytterligere midler.

KOSTNADER TOTALT

Budsjettet for programmet var 14 mill. kr og regnskapet er gjort opp med 13.827 mill. Det var regnet med halvparten, 7 mill. kr, fra NTNF og den andre halvparten fra sponsorene. Tiden var ikke særlig gunstig for å få sponsormidler, men det har likevel praktisk talt lykkes å oppfylle målet.

Innsatsen på de enkelte prosjektene er også i kroner omtrent som planlagt. Det eneste som er blitt betydelig endret i omfang, er prosjektet bergsikringsmetoder. Dette skyldes større egeninnsats og utlegg hos en av sponsorene enn opprinnelig forutsatt.

Kostnadene til programmet er dekket slik:

NTNF bidrag til programmet		7.000 mill. kr
Pengebidrag fra sponsorer		5.005 " "
Egeninnsats sponsorer og institutter		1.822 " "
	SUM	13.827 mill. kr

Sponsorenes og andres utgifter til deltakelse i planleggings- og orienteringsmøter og i referansegrupper er ikke regnet med her. En god del av dette er direkte bidrag til programmets framdrift. Målet om 50 % sponsorfinansiering er således godt oppfylt.

SPONSORENES INNSATS

Emnet er av interesse for et stort antall byggherrer, leverandører, konsulenter og entreprenører. Det har vært visse vansker med oppslutningen fra konsulent- og entreprenørsiden. Likevel har vi over de tre årene ialt hatt 20 forskjellige sponsorer. Disse er:

- NHO, Landsforeningen for Bygg og Anlegg
- Ørsta Stålindustri A/S
- The Robbins Company
- Statkraft
- Scansem Ans
- Dyno Industrier A/S

- Nitro Nobel AB
- Taugbøl og Øverland A/S
- Oslo Energi
- A-F-gruppen A/S
- Rescon A/S
- Statens vegvesen, Vegdirektoratet
- " " , Nordland
- " " , Sogn og Fjordane
- " " , Rogaland
- " " , Sør-Trøndelag
- " " , Buskerud
- " " , Akershus
- " " , Hordaland
- " " , Møre og Romsdal

Innsatsen i kroner og ører har naturlig nok vært størst fra Statens vegvesen med over 50 %. Men det viktigste er naturligvis den interesse for saken som er vist ved å delta som sponsor av programmet, og her skylder vi alle bidragsyterne stor takk.

DELTAKERE I ARBEIDET

Programmets innhold baserer seg i stor utstrekning på forslag fra Norges Geotekniske Institutt og SINTEF, med kvalifikasjoner fra programstyrets side. NGI og SINTEF har også vært ansvarlige for gjennomføring av prosjektene, med Vegdirektoratet i tillegg under bergsikringsmetoder.

Norges Geotekniske Institutt
SINTEF, Avd. for bergteknikk
Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
SINTEF, Avd. for geoteknikk.

PROGRAMSTYRETS ERFARINGER

Programmet bør ikke være helt fastlåst ved oppstart. Det bør være en økonomisk ramme som kan gi fleksibilitet til nye prosjekter eller til justering av de vedtatte.

Brukermedvirkning er avgjørende for et godt resultat. Referansegruppene må være godt orientert om det som skjer, dersom de skal ha noen mulighet for påvirkning.

Brukerne må være sterkere med i arbeidet enn det som en kan oppnå gjennom referansegrupper. Brukerne bør aktivt utføre deler av prosjektene.

Et tre-års program vil både gi resultater og gi innsikt i nye behov. Tunnel og Undergrunns-sektoren trenger et rullerende program for FoU i tiden framover.

FORSKNINGSMESSIG OPPFØLGING AV GJØVIK HALLEN

INNLEDNING

Norge har ledende internasjonal ekspertise innen fjellsprengning og bergteknikk. Gjennom forskning og erfaring er det utviklet effektive og kostnadsoptimale metoder for tunneldrift og bygging av haller i berg. Dette har bare i begrenset grad blitt utnyttet i eksportmessig sammenheng. Dokumentasjon av forhold knyttet til personsikkerhet ved brann, energiforbruk, stabilitet, drift- og anleggskostnader knyttet til slike anlegg er fortsatt mangelfull både nasjonalt og internasjonalt.

OL på Lillehammer i 1994 resulterer i bygging av en ny ishockeyhall på Gjøvik. Hallen som bygges, blir verdens største publikumshall i berg med 6000 sitteplasser, spennvidde på 60 m og en lengde på 90 m. Samtidig vil hallens utforming bli tilpasset nasjonale og internasjonale fjernsynsselskapers betingelser med hensyn til TV-overføring fra så store innendørs arenaer.

Denne planlagte berghallen representerer en unik mulighet til å dokumentere forskningsresultater, kunnskap og den teknologi som norske forskningsmiljøer og industribedrifter behersker knyttet til underjordiske anlegg generelt. Anlegget i Røverdalen vil bli et vitenskapelig refereanseanlegg samtidig som den plasserer Gjøvik og Norge på verdenskartet lenge etter OL i 1994.

Prosjektbeskrivelse

Forskningsprogrammet " Publikumshall i berg " vil bruke berghallen på Gjøvik som referanseanlegg. Programmet som her presenteres omhandler de forskningsoppgaver som norsk BA-næring vil måtte trenge for å kunne få frem en solid, faglig begrunnet dokumentasjon av et helnorsk totalkonsept.

Forskningsprogrammet består av et hovedprosjekt med en prosjektleder og tre delprosjekter med hver sin delprosjektleder. Delprosjektene er inndelt i underaktiviteter. Kvalitetsikringsfunksjonen i programmet er ivaretatt gjennom aktiv kommunikasjon med prosjektets brukergruppe.

Bak forskningsprogrammet står norske industribedrifter, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd (NTNF) sammen med ledende, relevante forskningsmiljøer: SINTEF Bergteknikk, Norges Geotekniske Institutt, SINTEF Kuldeteknikk, SINTEF Varmeteknikk, Østlandsforskning og SINTEF Norges Branntekniske Laboratorier.

Mål

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

Brukerverdi

Med tanke på eksport av norsk know-how knyttet til planlegging, bygging og drift av store undergrunnsanlegg er markedet for salg av totalkonsepter vurdert som betydelig. Som en følge av dette har forskningsprogrammet fått full anerkjennelse hos Norges Eksportråd som et interessant satsningsområde for norsk BA-næring ved inngangen til 90-årene. Norges Eksportråds markedføring av konseptet sammen med den naturlige oppmerksomhet som vil bli anlegget til del i forbindelse med OL-94, og den dokumentasjon som forskningsprogrammet vil frembringe, forventes å kunne gi norsk BA-næring unike muligheter også i perioden etter OL på Lillehammer i 1994.

Resultatformidling

Resultatene fra forskningsprogrammet vil bli presentert gjennom artikler i en rekke nasjonale og internasjonale fagtidskrifter samt på kurs og konferanser. Programvare som utvikles vil bli gjort tilgjengelig for konsulenter og entreprenører. Utover dette foreligger det planer om at alle resultater , ved programmets avslutning, skal samles i en "Håndbok for publikumshaller i berg", for nasjonal og internasjonal publisering.

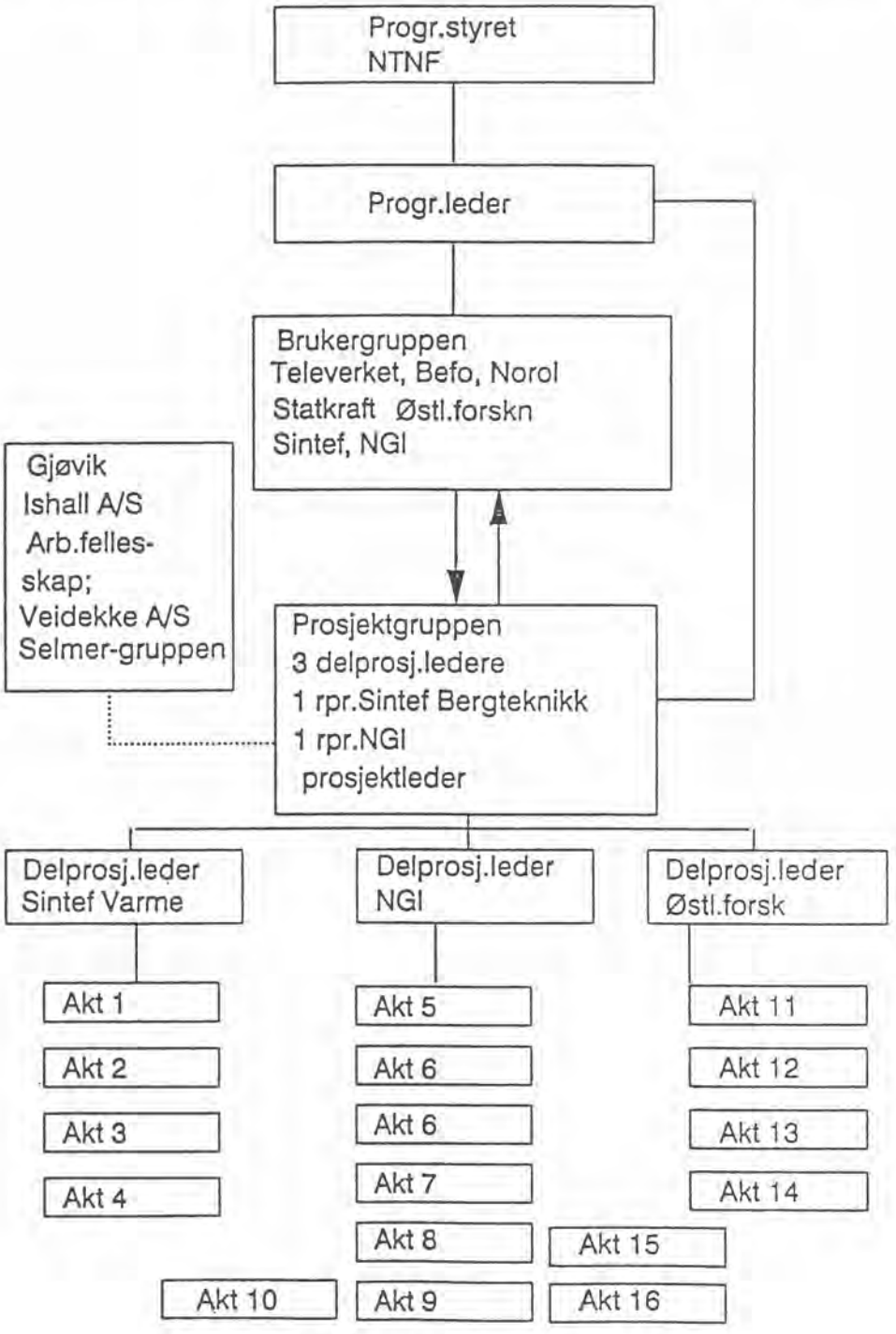
Utover dette arbeides det sammen med LOOC og Norges Eksportråd om et opplegg for internasjonal presentasjon av berghallen på Gjøvik og forskningsprogrammet i tilknytning til denne.

Internasjonalt samarbeide

Det er forskningsmiljøenes intensjon at prosjekter og oppgaver i forbindelse med gjennomføringen av programmet skal skje ved bruk av nasjonale ressurser. All publisering i internasjonal sammenheng vil skje i forståelse med prosjektets brukergruppe for i størst mulig grad å bidra til at forskningsresultatene også kan bli en døråpner for norsk BA-næring på det internasjonale markedet.

Forskningsprogrammet er pr juni 1991 tildelt Eureka status med de muligheter dette innebærer for å knytte kontakten mot internasjonale bedrifter og fagmiljøer.

ORGANISERING AV FORSKNINGSPROGRAMMET "PUBLIKUMSHALL I BERG"



OVERSIKT OVER DELPROSJEKTER OG AKTIVITETER

Delprosjekt 1 Energi, sikkerhet og brann

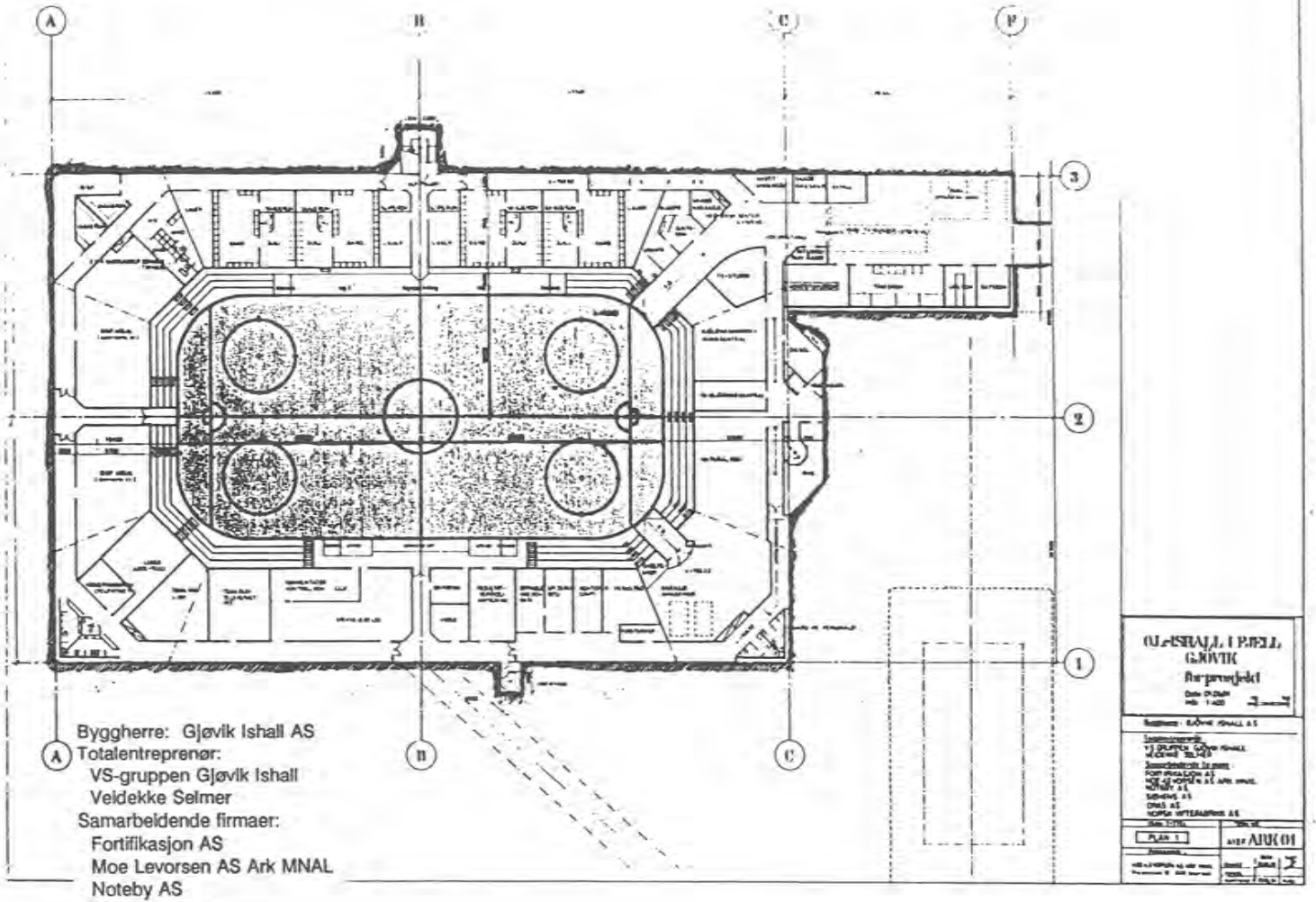
Aktivitet 1	Kvalitetssikring av energi og klimaanlegg
Aktivitet 2	Utvikling, verifikasjon og dokumentasjon av simuleringsmodeller
Aktivitet 3	Optimale energiløsninger for publikumshaller i berg
Aktivitet 4	Personsikkerhet ved brann i publikumshaller i berg

Delprosjekt 2 Bergteknikk og ingeniørgeologi

Aktivitet 5	Instrumentering og bergmekanikk
Aktivitet 6	Evaluering av sikringsmetoder
Aktivitet 7	Oppfølging av ingeniørgeologiske feltmetoder
Aktivitet 8	Geofysiske målinger
Aktivitet 9	Numeriske analyser
Aktivitet 10	Vibrasjonskontroll og sprengningsteknikk
Aktivitet 15	PC-basert system for dynamiske målinger
AKtivitet 16	Utvikling av CW-radar for grunnundersøkelser

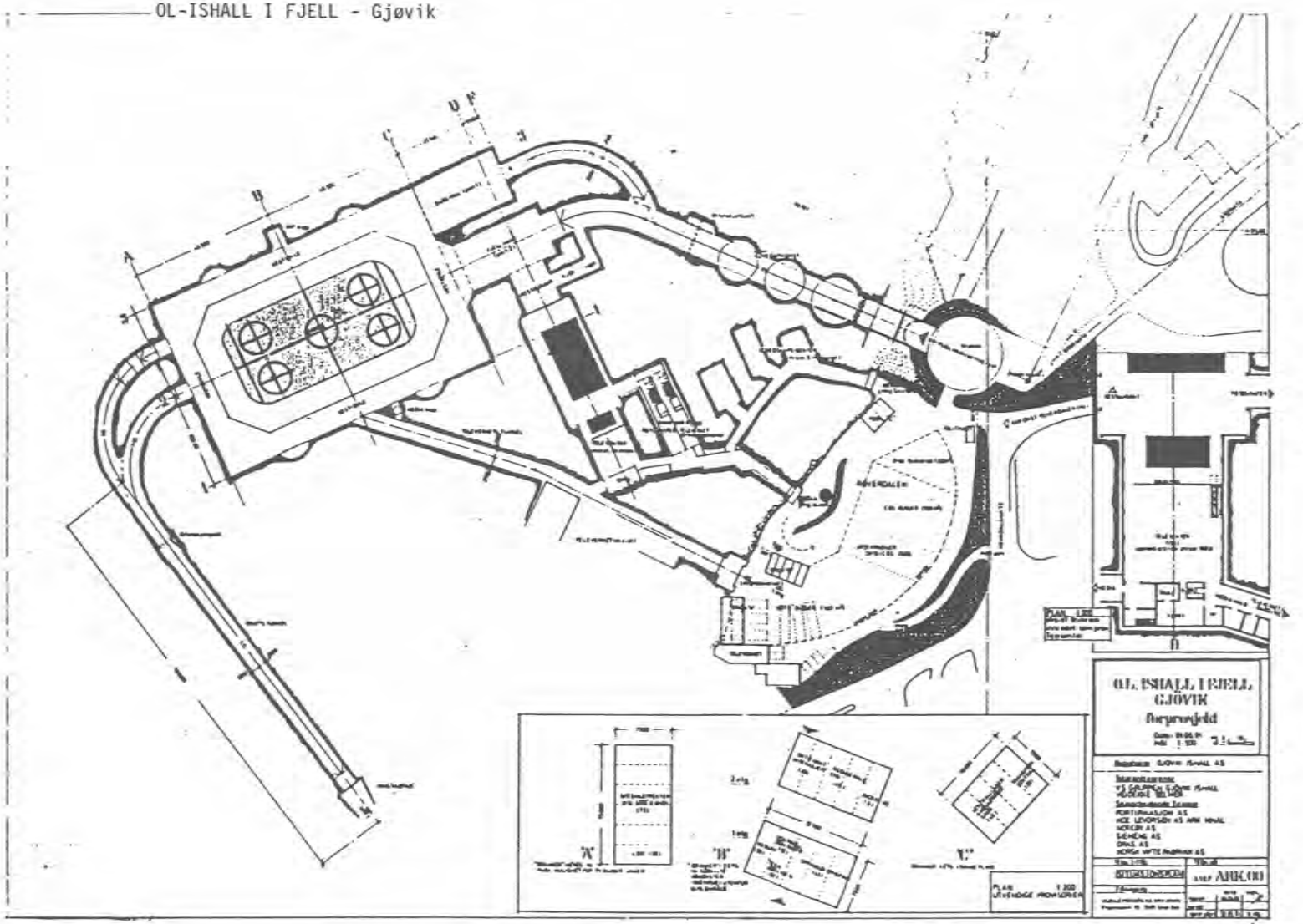
Delprosjekt 3 Miljø, sikkerhet og dokumentasjon

Aktivitet 11	Opplevelse av sikkerhets- og risikoforhold ved fjellhallen
Aktivitet 12	Revisjon av forskrifter for publikumsanlegg i fjell. Utvikling av beslutningsunderlag
Aktivitet 13	Bruk av fjellhallen: Utvikling av produkter, marked og driftsorganisasjon
Aktivitet 14	Publikum, psykologi og anleggsutforming

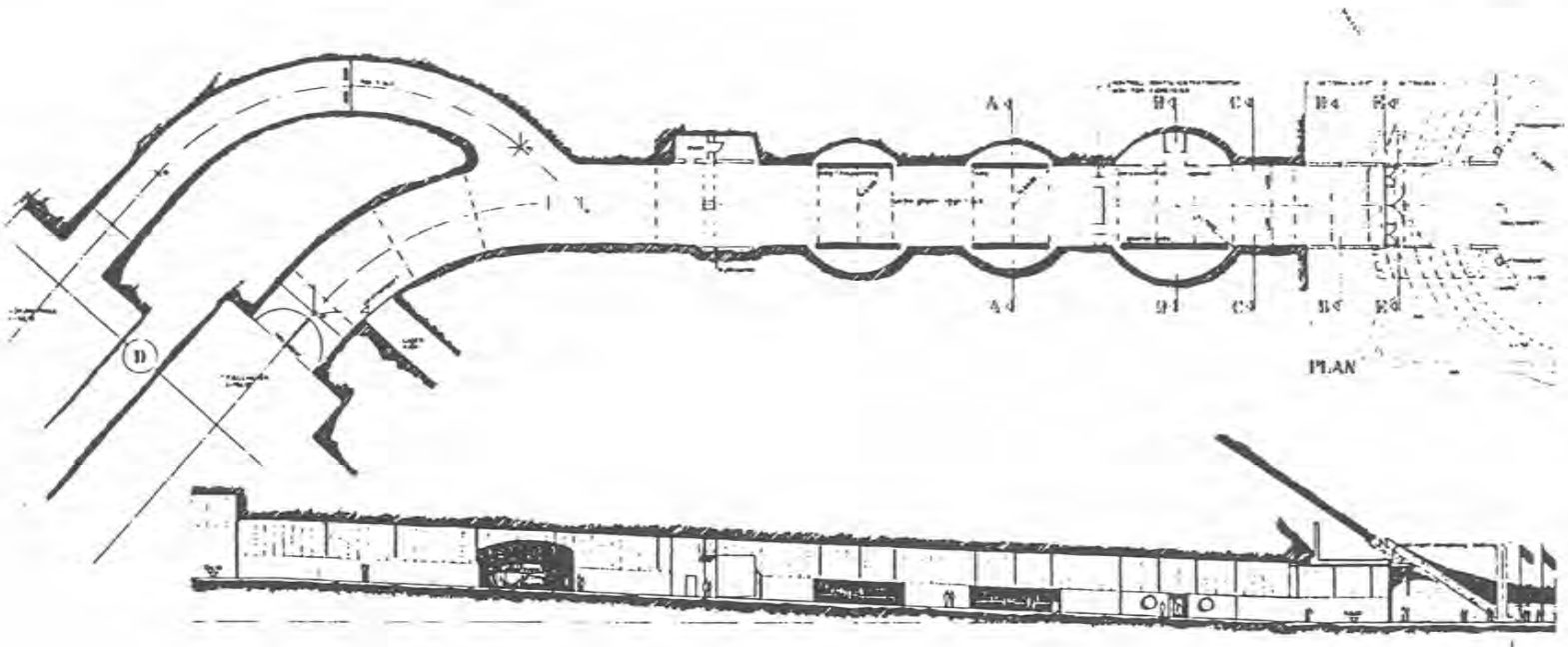


Byggherre: Gjøvik Ishall AS
Totalentreprenør:
VS-gruppen Gjøvik Ishall
Veidekke Selmer
Samarbeidende firmaer:
Fortifikasjon AS
Moe Levorsen AS Ark MNAL
Noteby AS
Siemens AS
ORAS AS
Norsk Viftefabrikk AS

OL-ISHALL I FJELL - Gjøvik

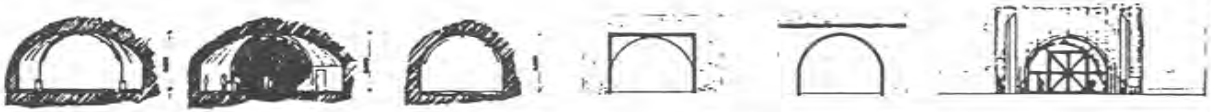


OL-ISHALL I FJELL - GJØVIK



PLAN

LENGDESNITT



AA BB CC DD EE OPPRISS

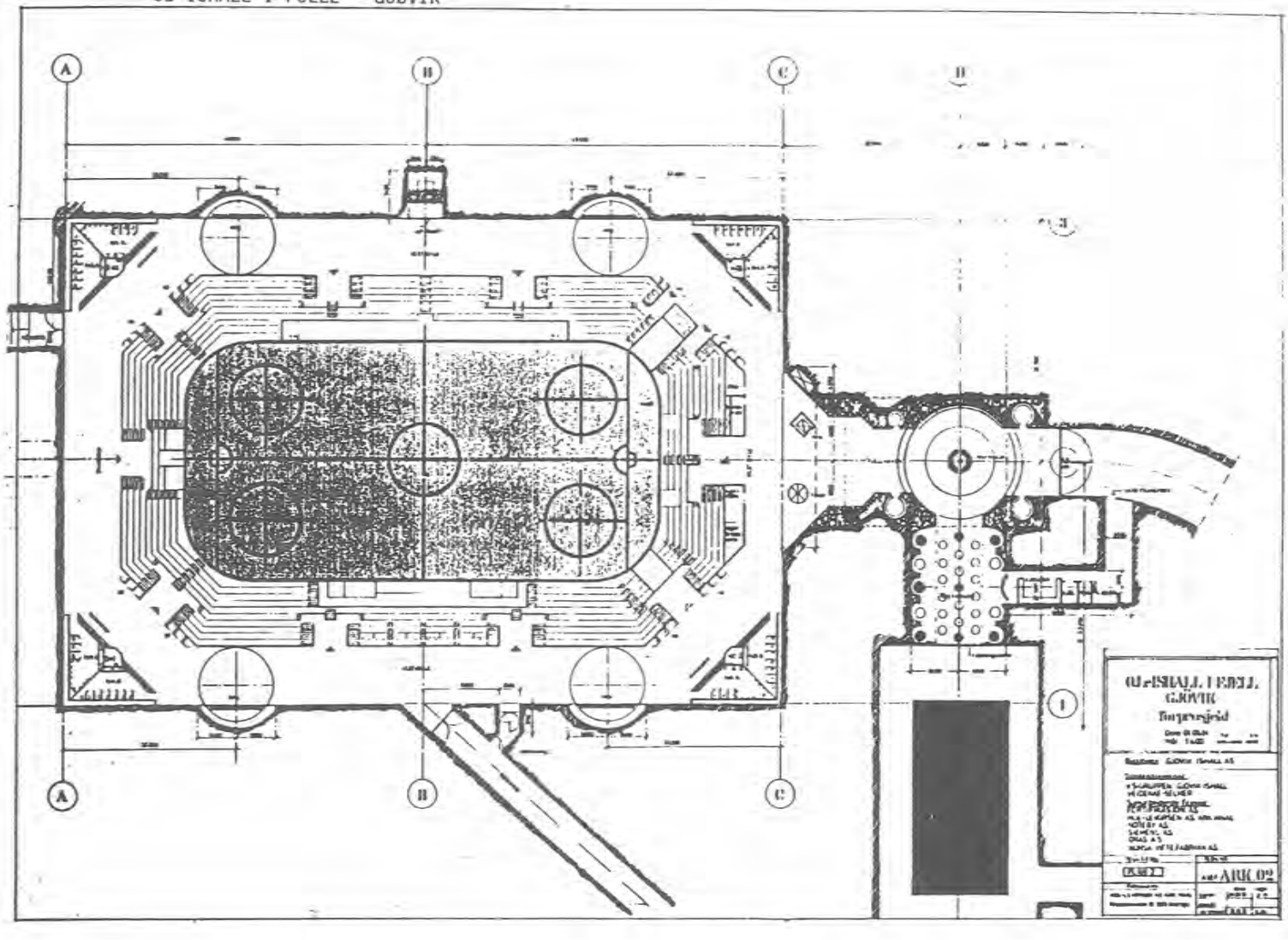
OLYMPIAHALL I FJELL
GJØVIK
forprosjekt

HOVEDADKOMST

ARK 04

7.7

OL-ISHALL I FJELL - GJØVIK



KVALITET I SIKKERHETSARBEIDET

Teknisk direktør Harald Ynnesdal, Statoil

God dag!

Jeg har hørt sagt at bygg- og anleggsbransjen i Norge er en sikker bransjeleder når det gjelder dårlige sikkerhets-resultater.

Det blir sagt at bygg- og anleggsbransjen har mer enn tre ganger dårligere sikkerhets-resultat enn middelsstore industri-bedrifter i Norge. Alvorlige personskader i bygg- og anleggsvirksomhet skjer mer enn tolv ganger oftere enn på de boreriggene Statoil opererer på norsk og utenlandsk sokkel - blir det sagt. Tar jeg feil? Er det slik at dette gjenspeiler forskjellig risiko for folk som jobber i disse virksomhetene, eller er forskjellen et uttrykk for ulik ledelsesfilosofi og ulik innstilling til sikkerhet og kvalitet?

- Systematisk innsats for sikkerhet har redusert alvorlige personskader pr. timeenhet med mer enn to tredjedeler på fem år i Statoil - og framgangen fortsetter.

Sikkerhet er lønnsomt

Dette resultatet betyr i klare økonomiske termer at vi har mindre utgifter i forbindelse med:

- tapt arbeidstid
- ekstraarbeid p.g.a. ulykker
- behov for vikarer
- produksjonstap

- skader og reparasjoner på maskiner og utstyr
- ivaretagelse, transport, behandling og rehabilitering av skadde
- overholdelse av leveranseforpliktelser og kvalitet

Og så har vi det mye bedre, både som enkelt-personer og som gruppe/bedrift.

Du må vite hva du vil - nå!

Vi har etablert normer for hva som er akseptabelt sikkerhets-nivå for personell som jobber på flytende og faste plattformer, og for personell underveis i helikopter til eller fra arbeid. Dette blir fulgt opp av ledelse og ansatte i godt samarbeid.

Fokusering på personsikkerhet har utløst et engasjement og en innsats hos alle. I sum så reduserer dette også den totale risiko Statoil er eksponert mot som bedrift.

Statoil vil være pådriver for god sikkerhet også i de bedrifter som leverer tjenester til sokkelaktivitetene. Krav til sikkerhet er kontraktfestet. Sikkerhetsresultatet er endel av den totale kvalitet i det produktet som entreprenøren leverer til oss.

Slik ser vi på det!

Nye krav til den som vil overleve

Krav til sikkerhet vil være et av mange kvalitetskrav som vil bli stilt til leverandørbedrifter også i tiden framover - også der vi er kunder på land, og beskjeftiger tradisjonell landbasert industri/entreprenør.

Det er et lederansvar å være opptatt av helheten i en bedrift - også av profiering av sikkerhet og kvalitet.

- Hvordan framstår bedriften utad?
- Hvem er framtidens kunder, og hva vil de ha?
- Vil de ha med oss å gjøre?
- Hva vil de legge vekt på
- Hva vil de betale for?

Vet du hva du har?

Når vi nå vet at bygg og anleggsbransjen er på jumboplass i "sikkerhetsklubben" er det med god grunn at det blir stilt spørsmålstegn ved det sikkerhetsengasjement den enkelte bedriftsleder legger ned i sin bedrift.

Vet han hvordan sikkerhetsresultatene i bedriften har utviklet seg de siste fem årene?

Vet han hvor mye bedriftseiere taper ved å ha en sikkerhets-praksis som den han er ansvarlig for?

Hvor stort produksjonsvolum må han opprettholde for å utlikne tapene som følger av kvalitets-svikt?

Hvilke alternative investeringer kunne vært gjort med de beløp som er tapt på grunn av dårlig sikkerhetsresultat?

Vet han i det hele tatt hvilken risiko han har tatt på seg, og hvilke risker han og hans medarbeidere er utsatt for?

I det hele tatt: Hvordan står det til?

Nøkkelspørsmål

Det var slike nærgående spørsmål vi stilte oss selv i Statoil også, for noen år siden.

- Hva kan gå galt?
- Hva kan vi gjøre for å hindre at det går galt?
- Hvis det går galt, hva kan gjøres for å begrense skadevirkningene?

Det vi gjorde var å lære hverandre å se etter ting som kunne gå galt, - å se etter nesten ulykkene - etter tilløpene. Vi lærte hverandre at det å identifisere en farlig situasjon før den utløser en skade eller ulykke - det er godt fag - det er godt arbeid - og slikt skal belønnes deretter.

Vi legger vekt på og premierer registrering, rapportering og oppfølging av tilløp - og lærer nå svært mye av ting som vi tidligere ikke viste om at vi hadde problemer med i det hele tatt.

Når det er blitt rapportert et tilløp, så er det selvfølgelig at hendelsen blir gjennomgått av den som står denne nærmest.

Hva har vi igjen for innsatsen?

Etterhvert som tiden har gått, mener vi altså at det samlede antall farlige forhold, den totale risiko vi er eksponert mot, er blitt redusert. Folk kommer mindre til skade på jobben og vi har et mindre samlet tap p.g.a. dette enn tidligere. Det er en god og åpen tone og et fint samarbeidsklima blant folkene i de avdelingene som er trent i og har erfaring i dette - med å se etter farlige forhold - og ting som kan gå galt. Dette fremmer samarbeid, lagånd og produktivitet.

I dag blir det rapportert ca. 20 tilløp for hver fraværsskade. For fire år siden var forholdet 1 til 1.

For å kunne følge opp tilløpsregistreringen, er det utviklet en database for "de store talls tale", som gir informasjon om og beslutningsgrunnlag for å gjøre noe med ting som kan gå galt. Dette skjer altså uten at det har hendt reelle ulykker eller at folk er kommet til skade.

Vi kaller dette for Skade og Tilløpsrapporteringssystem i Statoil (STIS). Vi tror at vi har noe å dele med landindustrien her.

Fokusèr på det som går godt!

Noen stikkord til slutt om hva vi mener bør kjennetegne vellykkede byggeprosjekt i Statoil i tiden framover.

- Ingen alvorlige personskader
- Ingen skade på miljø og natur
- Ferdig i rett tid
- I henhold til spesifikasjoner og avtale-betingelser
- Riktig pris
- Det ferdige produkt fungerer etter forutsetningene
- Positiv erfaring fra mannskap og ledelse
- Organisasjonen tar lærdom av erfaringene underveis
- Ledelsen markerer det ferdige resultatet
- Resultatet omtales og framstiller Selskapet som profesjonelt.

Jeg vil bli overrasket hvis dette vil være forskjellig fra store deler av norsk landindustri etterhvert.

Når myndighetskravet til bedriftens system for intern kontroll i forhold til bestemmelsene i AML blir effektivt fra nyttår 1992, så er dette myndighetskrav som oljeindustrien har levet med fra tidlig i åttiårene. Som har vært hensiktsmessig - og virket godt.

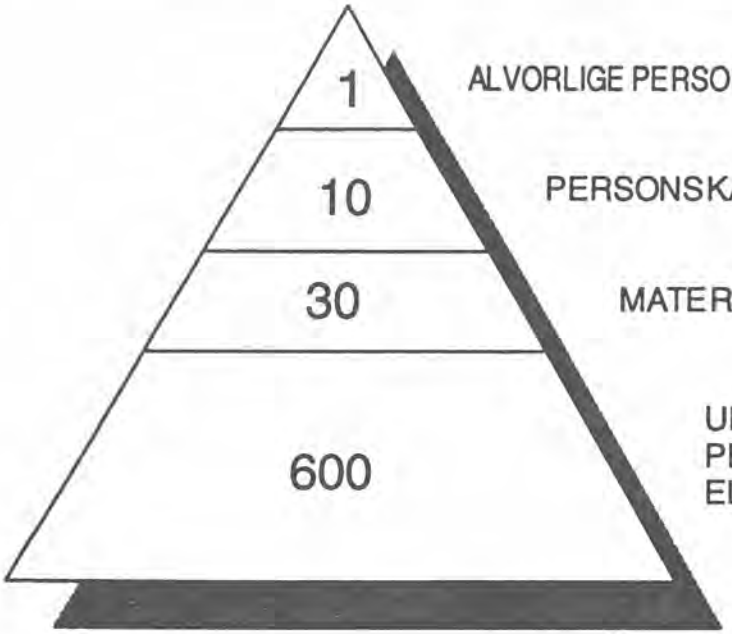
Oljeindustriens erfaringer med krav til styringssystemer som fremmer ledelsesengasjement for sikkerhet og kvalitet bør være av interesse for landbaserte bedrifter.

Det er ikke nødvendig å finne opp hjulet på nytt.

DU OPPNÅR DET SIKKERHETSNIVÅ DU VISER DU VIL HA!

(Vedlegg)

ULYKKESFORHOLD



ALVORLIGE PERSONSKADER

PERSONSKADER

MATERIELLE SKADER

UHELL UTEN SKADE PÅ PERSONELL ELLER MATERIELL

1.753.498 ULYKKER
1.750.000 ANSATTE
3 MILLIARDER ARB.TIMER
(USA 1989)

DEFINISJONER

Fraværskade:	Personskade som medfører at den skadde ikke møter på arbeidet neste dag/skift
Tilløp:	En uønsket hendelse som under ubetydelig endrete omstendigheter kunne gitt konsekvenser som: personskade, brann, olje/gasslekasje, utslipp til ytre miljø, matrielle skader

ANLEGGSHISTORISK KVARTER
STATUS FOR NORSK FJELLSPRENGNINGSMUSEUM (NFM)

Construction History.
Planning of the Norwegian Tunneling Museum

Sjefingeniør Thorleif Hoff, Statkraft

BAKGRUNN

Norsk forening for fjellsprengningsteknikk (NFF) utnevnte i juni 1990 et interimstyre med oppgave å utarbeide et forprosjekt som grunnlag for etablering av et "Norsk fjellsprengningsmuseum" (NFM). Ideen hadde sitt opphav i utbyggingen av Norsk Vegmuseum (NVM) ved Hunderfossen. NVM hadde planer om å vise glimt fra sprengning av vegtunneler, men var svært positiv til tanken om å gi denne sekvensen et videre omfang. NFF inngikk da en intensjonsavtale med NVM hvor de bl.a. stilte et område til disposisjon som utgangspunkt for planleggingen av et eget fjellsprengningsteknisk museum.

Fjellsprengning berører de fleste byggeaktiviteter i et samfunn og omfatter følgelig et bredt virkefelt. Ansvaret for å reise norsk fjellsprengningsekspertise et verdig dokumentasjonssenter bør være en felles oppgave for alle etater og firma med tilknytning til miljøet. Det er derfor naturlig å se etableringen av et eget museum som en selvstendig stiftelse.

Interimstyret har arbeidet ut fra følgende målsetting:

1 Museet skal være et dokumentasjonssenter for utviklingen innen fjellsprengningsteknikk generelt og for norske forhold spesielt. Det skal videre vises hva fjellarbeidet har betydd for utviklingen av samfunn og næringsliv i Norge.

2 Museet skal vise arbeidsmetoder gjennom tidene i sitt rette miljø enten gjennom genuine gjenstander eller ved hjelp av modeller/fotomontasjer.

Det første punktet forutsetter et informasjonssenter hvor publikum får tilgang til informasjon og aktuelle utstillinger. Det andre punktet i målsettingen krever et fjellanlegg tilpasset det utstyr og de arbeidsmetodene en ønsker å vise. Begge disse etableringene er nødvendige for å skape et helhetlig museum, og det området NVM har stilt til disposisjon passer utmerket til formålet. Fig. 1 viser beliggenheten.

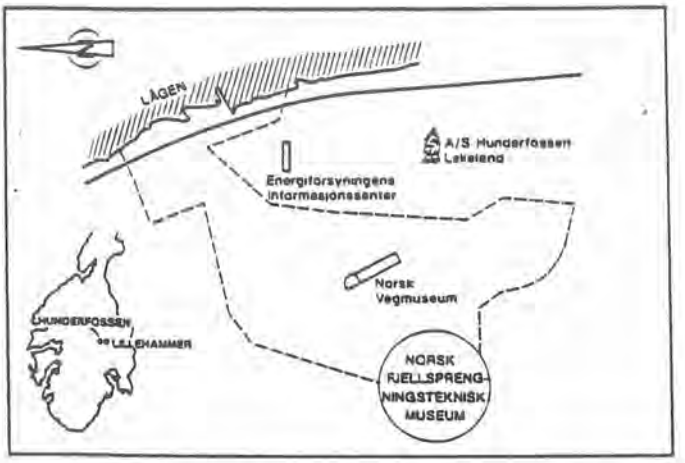


Fig. 1

FORPROSJEKTET

Norsk Kulturråd fant ideen om et fjellsprengningsteknisk museum meget interessant og bevilget et større beløp til utarbeidelse av et forprosjekt. Sammen med andre bidrag fikk interimstyret tilstrekkelige midler til rådighet og kunne 1. oktober 1991 legge fram utkast til etablering av "Norsk fjellsprengningsmuseum".

Forprosjektet konkluderer med at et fullverdig museum vil måtte bestå av tre elementer:

- Museumsbygning (info-senter)
- Friluftsanlegg
- Fjellanlegg (tunnel)

Kostnadene er beregnet til ca. 50 mill. kr hvorav 60% faller på bygging av anleggene mens resten er etablering av utstillinger, inventar etc.

Interimstyret har funnet det riktig å legge fram også et alternativ forslag for i første omgang å få redusert etableringskostnadene. Dette alternativet er benevnt byggetrinn 1 og består av friluftsanlegget og fjellanlegget.

Byggetrinn 1 vil ikke kunne drives som et selvstendig museum, men være avhengig av et administrativt samarbeide med Norsk Vegmuseum. Det foreligger positive signaler om et slikt driftsopplegg.

Kostnadene for byggetrinn 1 er beregnet til 23,5 mill. kr.

NORSK FJELLSPRENGNINGSMUSEUM. KOMPLETT UTBYGGING

Fig. 2 viser situasjonsplanen for den komplette utbyggingen.

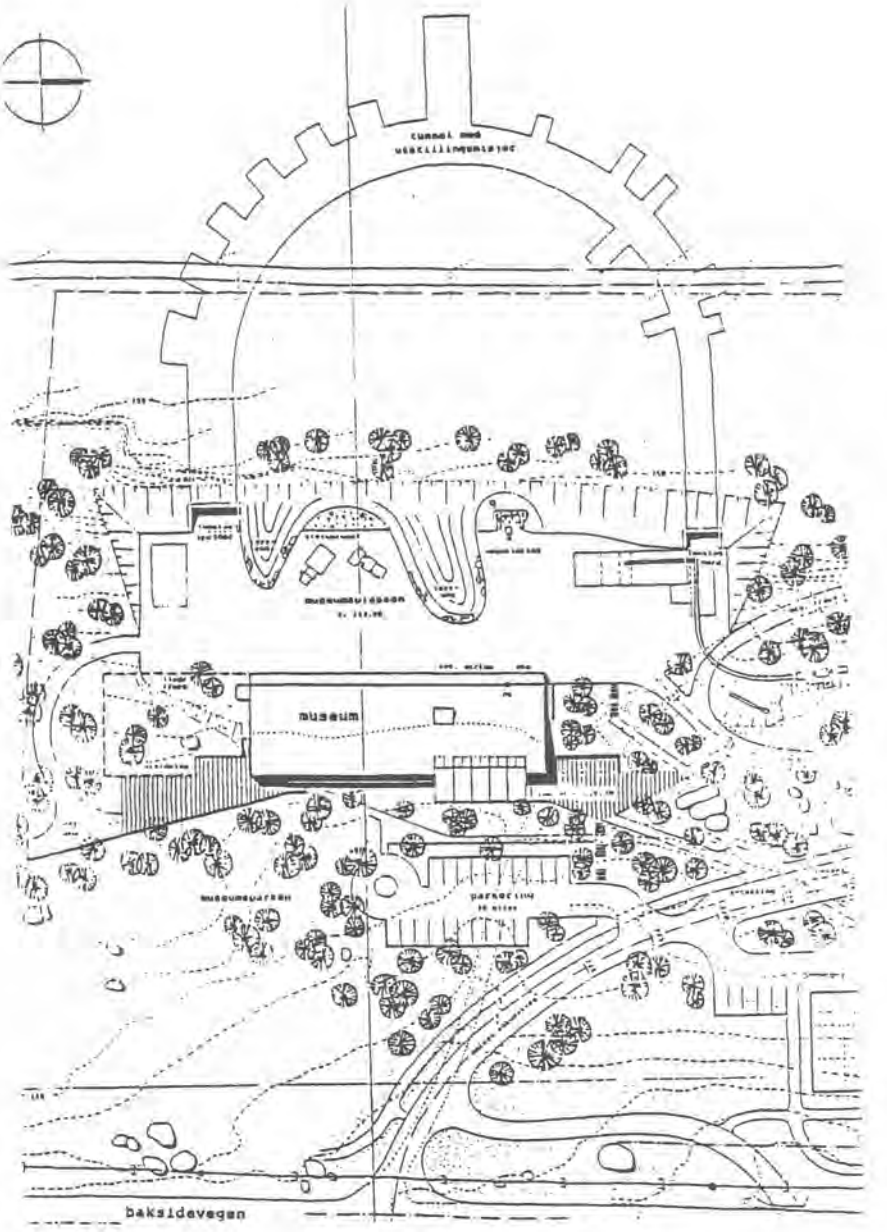


Fig. 2

Info-senteret

Mengden av tema som hver for seg kan belyse karakteristiske sider ved fjellarbeid, metoder, utstyr og miljøforhold er så omfattende at det er nødvendig med en hardhent utvelgelse når stoffet skal presenteres på en publikumsvennlig måte. Under hensyn til dette er arealet av museumsbygget (info-senteret) fastsatt til 2600 m^2. Bygget tenkes oppført i 2 fulle etasjer og med kjeller. Fig. 3 viser fasaden mot øst.

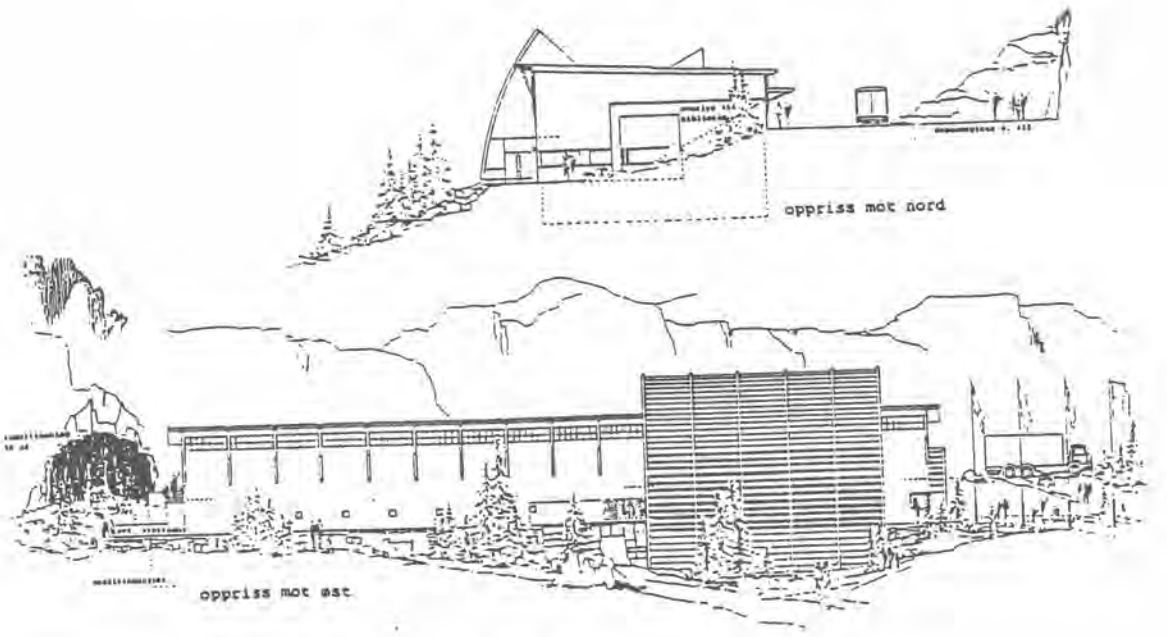


Fig. 3

Den engasjerte museumskonsulenten kalte sitt forslag: "Fra håndboring til fullprofil - en reise i Dovregubbens rike". Temainnholdet skal handle om:

- fjellarbeid i tunneler og brudd/åpne skjæringer
  - * i Norge og i utlandet
  - * før og nå/imorgen
- henvende seg både til fagfolk og folk flest
- formidle både kunnskap og opplevelser
- handle om naturen og kulturen
- om teknikk og mennesker

Dette stoffet er tenkt strukturert gjennom 8 avdelinger:

"DE UNDERJORDISKE"	fjellarbeid i tradisjon og folketro
"FJELLET"	bergartene som skal bores og sprenges
"MULDVARPEN"	fjellarbeid gjennom tidene
"MONUMENTER OVER DET GANSKE LAND"	oppsiktsvekkende anlegg i Norge de siste 100 år
"TIL BESTE FOR HELE FOLKET"	fjellarbeid og samfunnsbehov
"EROBREREN AV FJELLGRUNNEN"	menneskene bak fjellarbeidet
"Å HULE UT FJELLET - DE STORE SPRANGENE"	hovedetapper i utvikling av fjellsprengnings-teknologien
"VERDENS TUNNELLABORATORIUM"	Norges bidrag til denne utviklingen

Fremstillingsformen vil en søke å variere mellom de enkelte avdelinger for å gjøre vandringen gjennom museet til en spennende opplevelse. Virkemidlene vil være gjenstander, bilder, tekster, modeller og audiovisuelle hjelpemidler, informatikk og aktiviteter.

Fig. 4 viser den planlagte utforming av info-senteret.

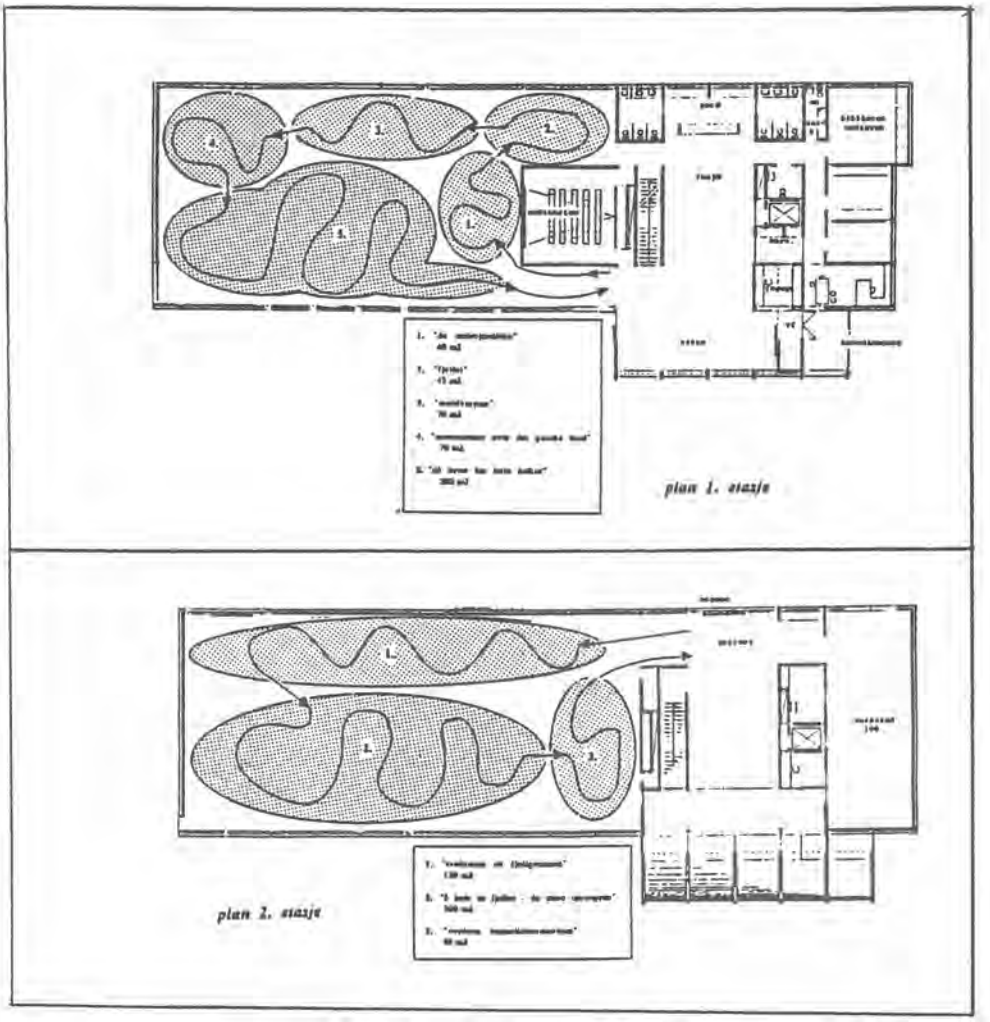


Fig. 4

Friluftsanlegget

Friluftsanlegget forutsettes å vise følgende (det vises til fig. 2):

- Vegskjæring utført med håndboring og håndlasting
- Steinbrudd med moderne drift (tungt utstyr)
- Rigg for et høyfjellsanlegg i 50-årene (innslag nord). Av elementer kan nevnes:
  * Snøoverbygg
  * Smie
  * Verksted
  * Kompressorstasjon
  * Ladeanlegg for el.lok.
- Tipp med opplegg for selvtippende vagger
- Tipp for manuell tømming av vagger
- Tipp for truck-transport
- Rigg for dagens tunneldrift (innslag syd). Av elementer kan nevnes:
  * Rubb-hall
  * Container-verksted

Tunnelen

Hovedideen er at publikum ved vandring gjennom tunnelen fra nordre inngang passerer nisjer tilpasset de arbeidsoperasjonene som skal demonstreres, og som viser utviklingen fra håndboring til fullprofilboring. Under vandringen vil en også finne eksempler på sikringsmetoder. Forøvrig viser fig. 5 hvordan utstillingene er tenkt lagt opp.

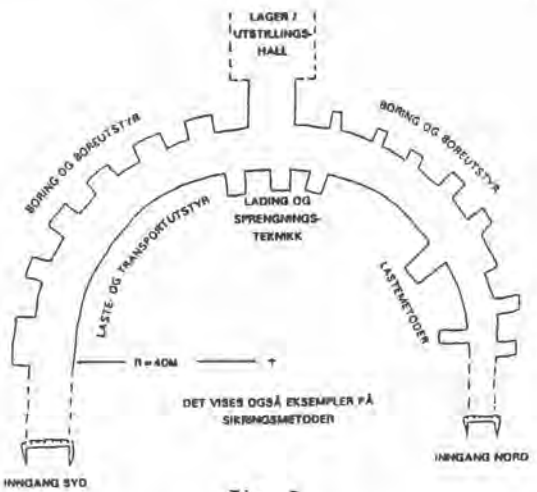


Fig. 5

NORSK FJELLSPRENGNINGSMUSEUM. REDUSERT UTBYGGING

1. byggetrinn vil være en redusert utbygging idet info-senteret ikke er tatt med.

Friluftsanlegget vil bli som for den komplette utbygging, men i tillegg vil en måtte sette opp en brakke som inneholder rom for guider, toilettanlegg samt plass til strengt nødvendig informasjon.

Tunnelen og utstillingene her blir som for den komplette utbyggingen. Det vises til fig. 6.

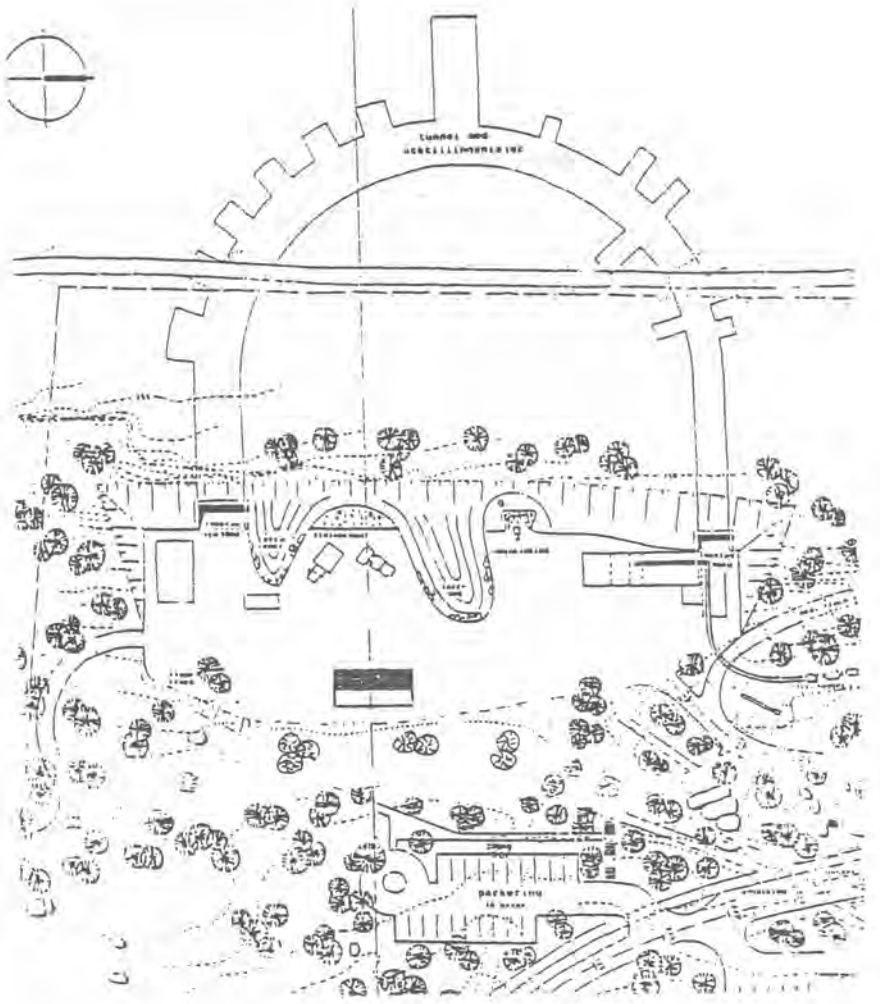


Fig. 6

GUDVANGATUNNELEN - NORGES LENGSTE VEGTUNNEL

The Gudvanga tunnel - Norway's longest road tunnel

Vegsjef Lars Lefdal
Statens vegvesen, Sogn og Fjordane

SAMANDRAG

Den 11,4 km lange Gudvangatunnelen ligg på stamvegen Bergen - Oslo. Dette er verdas lengste tunnel som har tovegstrafikk og rein langslufting utan sjakter eller tverrslag. Ventilasjonsanlegget er dimensjonert for 250 køyretøy/time med ei maksimal skuvkraft på 32 kN. Anlegget gjev ein kunstig trekk på 3,0 m/s når 2/3 av bilane køyrer imot ventilasjonsretninga. Tunnelen har i alt 92 ventilatorar med eit samla effektbehov på 1500 kW.

Tunnelen har 6 snunisjer med signallysanlegg for å stanse trafikken inn mot eit område der det er meldt om brann eller alvorleg trafikkulukke. Ved portalane er det montert varselblinkanlegg og automatiske halvbommar for å stengje tunnelen mot innkøyring.

Lysanlegg og tunnelutrustning er dimensjonert etter det norske lågkost-prinsippet. Når tunnelen blir opna for trafikk i desember 1991, vil det bli utført undersøkingar for å kartleggje korleis trafikantane reagerer på i ein så lang tunnel med denne standarden. Samla kostnader for tunnelen er 320 mill. kr (91) som gjev ein meterpris på 28.000 kroner.

SUMMARY

The 11,4 km long Gudvanga tunnel is located on the new main road from Bergen to Oslo. This is the world's longest tunnel with bi-directional traffic and a longitudinal ventilation system without shafts. 92 jet-fans gives a maximum thrust of 32 kN and creates air velocities up to 3 m/sec. The power demand for ventilation is 1500 kW.

6 turning areas with traffic signals along the tunnel, makes it possible for all types of vehicles to turn and leave the tunnel in case of fire or other serious accidents. The tunnel entrances can be closed by means of two fluctuating red lights and automatic bars.

The tunnel standard is based on the norwegian low cost design. Research will be carried out to examine how the public reacts on safety and comfort in the tunnel when opening for traffic in december 1991. Total cicil engineering costs were NOK 320 million or NOK 28 000 per m.

BAKGRUNN

I 1975 vedtok Stortinget å byggje ferjefri stamveg mellom Bergen og Oslo via Gudvangen - Aurland. Anleggsarbeidet tok til i 1980 med bygging av den 5 km lange Flenjatunnelen frå Flåm til Langhuso som gav vegutløysing for den vesle bygda Undredal. Samtidig sette vegsjefen i Sogn og Fjordane igang eit utgreiingsarbeid for å få fastlagt traséen vidare mot Gudvangen. Her stod valet mellom to lange tunnelar - 7,5 km tunnel frå Langhuso til Styvi og veg langs den inste delen av Nærøyfjorden eller 11 km direkte tunnel til Gudvangen.

Naturen i Nærøyfjorden er spesiell og dei siste 100 åra har det urørde fjordlandskapet vorte eit symbol på vestlandsnaturen for reiseselskap frå heile verda. Omsynet til landskap og miljø var derfor eit viktig argument for å velje det lengste tunnelalternativet. I hovudplanen for vegen på Gudvangensida vart tunnellengda seinare auka til 11,4 km slik at innslaget i dag ikkje er synleg frå sjølve Nærøyfjorden.

Tunnelen er bygd etter dei gamle vegnormalane med 42 m^2 nettoareal over køyrebanen. Profilet gjev plass til 6,0 m brei køyrebane med 4,5 m fri høgde. Tunnelen har jamnt fall på 35 promille vestover frå Langhuso der innslaget ligg 390 m.o.h.

Gudvangatunnelen er den lengste tunnelen i nord-Europa og verdas 5. lengste vegtunnel. Av lågkost-tunnelar er dette den lengste som nokon gong er bygd. Det er heller ingen liknande tunnel i verda som har trafikk i begge retningar med rein langslufting. Tunnelen er derfor eit pilotprosjekt med utprøving av nye idear for trafikksikring og ventilasjon. Totalkostnadne for tunnelen blir 320 mill. kr omrekna til prisnivå 1991, det vil seie 28.000 kr pr. lm.

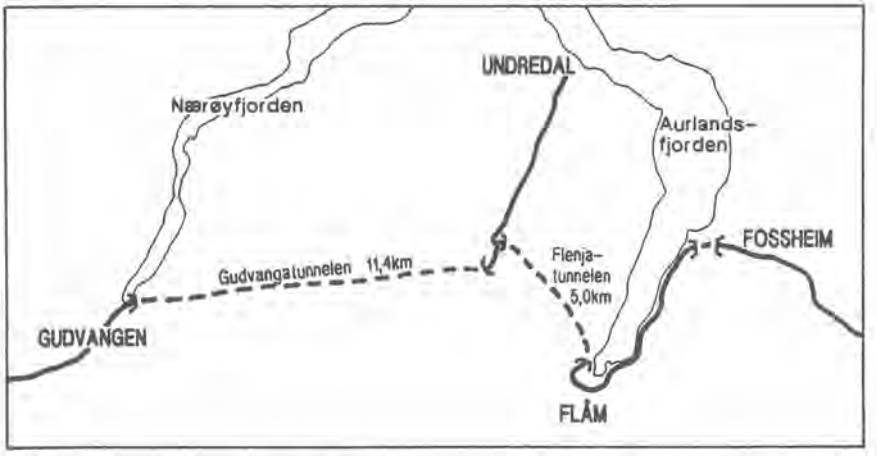


Fig. 1: Oversiktskart Gudvangen - Flåm

TUNNELDRIVING

Tunneldrivinga starta frå Langhuso ved årsskiftet 1984/85 og gjekk på to skift fram til september 1988 med ei samla inndrift på 5.682 meter. I Gudvangen kom drivinga igang 2 år seinare og gjekk med same skiftordning fram til gjennomslag 7. september 1990. Heile tunnelen går i sprakefjell og vart systematisk sikra med 65.000 boltar under drivinga. I tillegg vart det sikra med 1600 m^3 fiberarmert sprøytebetong og full utstøyping i 120 m lengde. Etter gjennomslaget er tunnelen sikra med nye 17.000 boltar, 27.000 m^2 med nett og 2.000 m^3 sprøytebetong. Som vassikring er det nytta 24.000 m^2 skumplast som er brannsikra med cafco.

Begge stuffane vart drivne i eigen regi med privat opplasting og uttransport. Sprøytebetongen vart også utført av private firma. Etterarbeidet er utført i eigen regi med unntak av bærelag, dekke, vassikring og elektriske anlegg.

På Fjellsprengingskonferansen i 1986 og 1988 vart det lagt fram erfaringar frå drivinga av tunnelen.

SIKRINGSUTSTYR - OVERVAKING

I tunnelen er det installert naudtelefon for kvar 500 m og brannslokkingsapparat for kvar 250 m. Bruk av dette utstyret utløyser alarm via eit styre- og overvakingsanlegg til Alarmsentralen for Sogn og Fjordane som ligg i Florø. Denne sentralen har frå før brannvakt for 24 kommunar i fylket og naudtelefonar frå fleire tunnelar. Ved brannalarm eller melding om ei alvorleg trafikkulukke, kan alarmsentralen stengje tunnelen og overta styringa av ventilasjonsanlegget fram til brannvesenet eller politiet overtek frå tunnelportalen.

Naudtelefonsystemet er basert på ein standard telefonsentral frå Alcatel. Sentralen har innebygd feilovervaking og frå sentralen kan det også ringjast ut til kvart enkelt apparat i tunnelen for å teste sambandet. Ved bruk av telefonen vil sentralen automatisk få oversyn over kva for ein tunnel det blir ringt frå og kva for eit apparat i tunnelen som er i bruk. Sambandet blir ikkje blokkert om fleire telefonapparat blir nytta samstundes eller om mikrofonen blir hengande av på eitt eller fleire apparat.

Det er utarbeidd ein eigen beredskapsplan som avtalar ansvarsfordelinga mellom vegvesen, politi, brannvesen og ambulansepersonell dersom det oppstår ulukker eller trafikkuhell i tunnelen. Brannvesenet i Aurland rykkjer ut når eit brannslokkingsapparat blir løfta ut av stativet. Brannvesenet har også utrykningsplikt ved alle trafikkulukker med personskade og andre ulukker der køyretøy hindrar fri trafikkavvikling. Brannsjefen er ansvarleg for tilsyn og vedlikehald av brannslokkingsapparata i tunnelen.

Styre- og overvakingsanlegget er PC-basert med SCO-Unix operativsystem og utstyr frå Texas Instruments. Anlegget er levert og programmert av Elteco A/S i Porsgrunn. Styre- og overvakingsanlegget er programmert for heilautomatisk drift av tunnelen. På PC-ar på vegvesenet sitt vedlikehalskontor i Lærdal og på vaktsentralen i Florø kan personalet få oversikt over driftstilstanden på det elektriske anlegget. Eventuelle feil ved lys, sikringar eller vifter blir automatisk registrert. Det blir også ført tilsyn med trafikkutvikling, gassnivå og energibruk. Styre- og overvakingsanlegget har også ein vedlikehaldsdel som gjev melding om når dei ulike komponentane i det elektriske anlegget som til dømes vifter, treng spesielt ettersyn. Det er lagt vekt på at feil skal bli oppdaga og retta før dei får utvikle seg slik at det får konsekvensar for drifta av tunnelen.

SNUNISJER - SIGNALREGULERING

Tunnelen er dimensjonert for ÅDT på 1000 køyretøy/døgn og dimensjonerande timetrafikk på 250 køyretøy/time. Dette krev tunnelklasse B etter dei nye vegnormalane for tunnel. Sjølv om det meste av tunnelen var ferdig utsprengd før det nye normalforslaget vart kjent, er sikringa utført fullt ut i samsvar med krava i dei nye normalane. Etter gjennomslag er det utsprengt 6 hammarnisjer og 21 havarilommer. Hammarnisjene er store nok til at bussar og vogntog kan snu ved å rygge ein gong.

Ved hammarnisjene er det montert trafikklysanlegg som blir aktivisert ved stenging av tunnelen. Ved brannalarm, vil bilar på veg inn mot brannstaden få raudt lys, medan bilar som har fri veg ut av tunnelen, får grønt lys. Ved innkøyringa til tunnelen er det montert vekselblinkanlegg med underskiltet "STOPP ved raud blink" og ei variabel tekstline som fortel om stengingsårsak. Bak vekselblinkanlegget er det montert automatiske halvbommar for stenging av tunnelen.

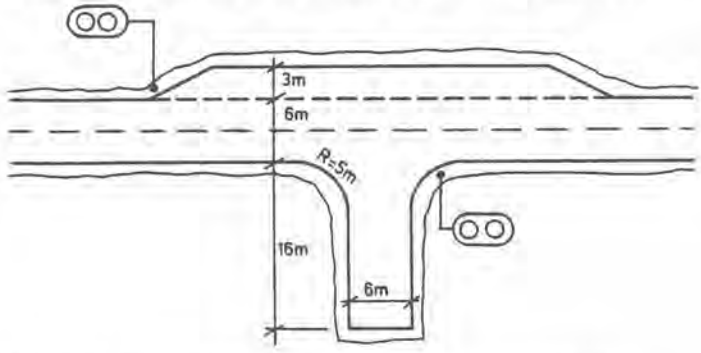


Fig. 2: Geometrisk utforming av snunisje

RADIO OG MOBILTELEFON

Ved stenging av tunnelen vil trafikantane få informasjon over bilradioen ved avbryting av P1/P2-programmet i FM-bandet. Radioprogrammet har fått tildelt same frekvens gjennom dei to tunnelane mellom Flåm og Gudvangen og for strekninga inn mot tunnelane på begge sider. Det er montert gjennomgåande antennekabel for utsending av P1/P2. Den same kabelen blir også brukt til kommunikasjon på ein eigen redningskanal for politi/brannvesen og til vegvesenet sitt interne radiosamband. Radiosambandet er planlagt av Vegdirektoratet og utstyret er levert av Ericsson Radiosystemer A/S.

Televerket byggjer ut mobiltelefonnettet langs stamvegen Bergen - Oslo og kan tilby dekning for NMT-450 og NMT-900 ved opning av tunnelen. Telefonnettet er planlagt utbygd med GSM innan eit par år, og det er også avsett plass til det private mobiltelefonsystemet når dette blir sett i drift. Mobiltelefonsystemet er basert på antenner ved to stasjonar inne i tunnelen i tillegg til friluftsstasjonar ved portalane.

Det er lagt fiberkablar til signaloverføring mellom forsterkarane for telefon og radio og for dataoverføring til styre- og overvakingsanlegget. Dette gjev eit sikkert samband over dei lange avstandane og reduserer risikoen for støy og falske alarmar.

VENTILASJON

Tunnelen er utstyrt med i alt 92 impulsventilatorar. 60 av desse er symmetriske og blir automatisk starta i den naturlege trekkretninga. 32 av viftene er asymmetriske med blåseretning nedover mot Gudvangen. Bakgrunnen for dette er at det er venta ein god del større trafikk i sommarhalvåret når den naturlege trekken stort sett går nedover. Samla skuvkraft er 20 kN mot Langhuso og 32 kN mot Gudvangen. Dette gjev stor nok kapasitet til å snu den naturlege trekken uansett årstid dersom det oppstår situasjonar som gjer dette naudsynt.

Viftene som er produserte av Witt&Sohn, har 900 mm viftehjul som går med 1450 o/min. Ved 13 kW tilført effekt gjev kvar av dei symmetriske viftene ei skuvkraft på 540 N mot stillestående luft. For dei asymmetriske viftene er skuvkrafta 890 N og effektopptaket 23,5 kW. Full drift av ventilasjonsanlegget krev 1500 kW tilført effekt.

Det er førebels heilt uvisst kva driftstid anlegget vil få på grunn av usikre trafikkprognoser. I store deler av vinterhalvåret vil tunnelen truleg trenge lite kunstig ventilasjon på grunn av stigninga som gjev stor skorsteinseffekt. I turistsesongen kan det derimot oppstå større ventilasjonsbehov enn det som er installert til no dersom turiststraumen til Flåm/Aurland skulle auke meir enn vi har rekna med på grunn av det nye vegsambandet.

Straumforsyninga kjem frå ein gjennomgåande 22 kV-kabel. Normal straumtilførsel kjem frå Aurland, men dersom det oppstår feil på høgspentnettet, kan heile eller deler av tunnelen forsynast frå Voss. Viftene har driftsspenning på 690 V og er fordelte på i alt 5 trafokioskar i tunnelen. Det er nytta prefabrikerte kioskar frå Møre Trafo A/S. Kioskane er produserte i stål utan ventilasjonsopningar og utan isolasjon i veggar og tak. Dette reknar vi med vil gje mindre støvproblem enn vi har hatt i tradisjonelle prefabrikerte og plasstøype betongkioskar i andre tunnelar. Kioskane er leverte ferdig utstyrt frå fabrikken med trafo, tavler og motorstartarar. Dette gjev høg kvalitet med kort monteringstid i tunnelen.

Ventilasjonsanlegget blir starta ved grenseverdiar for CO og NO_2. Konsentrasjonen av desse gassane blir målt midt inne i tunnelen. I tillegg blir CO-nivået målt ca 400 meter inn frå kvar ende. Grenseverdiane for start og drift av ventilasjonsanlegget blir sett via styre- og overvakingsanlegget og vil ikkje bli endeleg fastlagt før det er innhenta ein del driftserfaring.

Ventilasjonsretninga blir styrt av ein vindmålar som registrerer den naturlege trekken i tunnelen. Data frå vindmålaren blir også brukt til å starte eller stoppe viftegrupper slik at det blir stabil trekk på opp til 3,0 m/sek gjennom tunnelen. Dersom viftekapasiteten blir for liten, vil styre- og overvakingsanlegget slå alarm før gasskonsentrasjonane kjem over dei grenseverdiane som krev stenging av tunnelen.

Styre- og overvakingsanlegget er dimensjonert for eventuell seinare installasjon av fleire målestasjonar for gass. Det er også tilrettelagt for måling av sikt, temperatur og kondens dersom utviklinga viser at det blir behov for dette. Ved val av måleutstyr har vi valt ei nøktern line med supplering etter behov framfor full instrumentering for eventuelle framtidige problem som vi ikkje har oversyn over i dag.

LYSANLEGG

Tunnelen har minimumsbelysning med 35W lågtrykk natrium-lampar i 25 meter avstand med unntak av kurvene i inn-gangspartia der avstanden er redusert til 15 og 20 meter for å gje betre optisk føring. Lysarmaturane som er le-verte av Thorn Scanlux A/S, har plan glasskjerm. Om lag 500 meter innover frå kvar portal er armaturane utstyrte med eit nyutvikla glasprisme som gjev liknande optisk føring som plastskjermen som til no har vore einerådande i lågtrafikkerte tunnelar i Sogn og Fjordane.

Om dagen blir inngangssonene forsterka med 4 stk. 250W høgtrykk natriumlampar. Innover i tunnelen er det ein armatur for kvar 500 meter som er utstyrt med batteri. Naudtelefon og snunisjer blir dermed opplyste sjølv om det skulle oppstå feil på det elektriske anlegget.

VIL TRAFIKANTANE REAGERE PÅ DEN STORE TUNNELLENGDA?

Når tunnelen blir opna for trafikk i desember 1991, vil vi prøve å kartleggje publikum sine reaksjonar. Det må utførast intervjuundersøkingar for å finne ut korleis folk opplever å køyre i denne tunnelen. Det kan også bli aktuelt å setje igang eit eige forskingsprosjekt saman med Vegdirektoratet for å skaffe betre erfaringsgrunnlag til planlegging av nye lange tunnelar.

PLANLEGGING OG BYGGJELEIING

Planlegging og byggeleiing er utført i eigen regi ved vegkontoret i Sogn og Fjordane. O.ing. Lars Håkon Seim har vore prosjektleiar og o.ing. Gunnar Lotsberg har hatt ansvaret for planlegginga.

FJELLSPRENGINGSKONFERANSEN.

DRIVING AV ADKOMST I DIVIDALEN.

Ingeniør Svein-Erik Løvli, Målselv Anlegg A/S.

SAMMENDRAG.

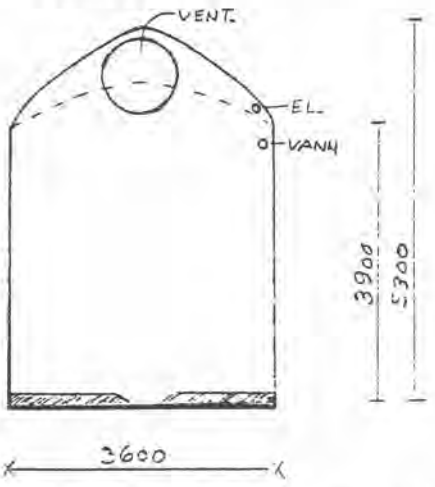
Orientering om hvilke utstyrsløsninger som er valgt, og erfaringer etter ca. ett års byggetid av en 9800 m lang tunnel med stor stigning.

BESKRIVELSE AV ANLEGGET.

Målselv Anlegg A/S driver en adkomsttunnel i Indre Troms for Forsvarets Bygningstjeneste. Byggteknisk konsulent er A/S Frederiksen.

Tunnelen har en lengde på 9800 m, høydeforskjellen fra bunn til topp er 1400 m. De første 6300 m har stigning 1:7,8 og de siste 3500 m har stigning 1:5,2. Teoretisk tverrsnitt 15,1 m^2, anbudssum 140 mill.kr. inkl. mva., byggetid 3 år og ferdigstillelse september 1993.

Tunnelprofil:



Tunnelen har 3 tverrslag underveis. Her kan vi hente inn luft og slippe ut borvann. I det øverste tverrslaget etter 6300 m kan vi også tippe stein. All stein fra de øverste 3500 m skal tippes her. Steinen fra de første 6300 m må kjøres ut nede og videre nedover dalen.
Anleggsområdet ligger nært Dividalen Nasjonalpark. Hensyn til miljøet medførte strenge krav til bl.a. plassering og utforming av steintipper/ riggområder, støy og rensing av avløpsvann.

GRUNNLAG FOR DRIFTSOPPLEGG.

Beskrevet tverrsnitt er 15.1 m^2. Tunnelsteinen fra de første 6300 m skal plasseres i "miljøvennlige" tipper nedover dalen, inntil 15 km. fra påhugget. Det var derfor viktig å begrense overmassene til et minimum. Kort byggetid krever høy inndrift. Bergarten er massiv gabbro, som krever kraftige boremaskiner. Tverrsnitt og stigning setter store krav også til utstyret for steintransporten.
Med dette som grunnlag, ble det lagt ned mye arbeid for å finne utstyr som kunne tilfredsstille disse kravene.

UTSTYR SOM VI BENYTTER:

BORING.

Vi innså behovet for en borerigg med god borekapasitet, tilpasset tverrsnittet, påmontert anolapparat, egen ladekorg og med god fremkommelighet. Riggen måtte altså dekke alle behov. Vi valgte en **Atlas Copco Boomer H 182.** Dette er en 2 boms rigg med ladekorg, BUT 32 bommer, 16' mater og Cop 1440 boremaskiner. På en av bommene er det satt på en teleskopmater, BMHT 6416. Denne materen kan slås sammen til 12'. Dette for å kunne utføre bolteboring tilfredsstillende.
Riggen har 4-hjuls framdrift. Dieselmotoren er på 78 kw, elektromotorene er hver på 55 kw.

Dette er den første riggen fra Atlas Copco i denne størrelsen, som er utstyrt med COP 1440 og BUT 32. Det har vært stor interesse fra inn- og utland om informasjon om denne riggløsningen, så det er tydelig at den vil kunne dekke et behov. Så langt har riggen fungert som forventet.

LASTING.

Lastingen utføres med **Hägglaoder 10HR** og **Cat 966F** som reservelaster. 966F brukes også til å bære renskekorga.

Ved å velge en Häggloader 10HR oppnådde vi følgende:
1. Så lite tverrsnitt som mulig.
2. Færre nisjer.
3. Bedre/ renere arbeidsmiljø.
4. God lastekapasitet.

Häggloader 10HR leveres av Hägglunds Component AB i Sverige. Den har 4-hjulsdrift og 110 kw motor som gir ca. 10 km/t i framdrift. 4-hjulsstyring gjør at mobiliteten er god.
Det som er nytt på denne 10 HR er at den har gummiband på conveyeren som fører massene, mot tidligere stålkjede. To ting lå til grunn for denne beslutningen.
Conveyeren er 1 m. lenger enn standard conveyer til 10HR. Dette for å kunne laste dumperene fullt ut. Gummibandet, som er vesentlig lettere enn stålkjeden, gjør dette mulig. I tillegg ønsket vi å få ned driftskostnadene på conveyeren, hvor stålkjeden tidligere var dyr i drift.
Lasteren drives fram med dieselmotoren, men under lasting

benyttes elektrisk motor på 75 kw, samme 660 v støpsel som til boreriggen.

Vi var spent på hvordan "konservative" tunnelarbeidere ville ta i mot en slik maskin. Dette har fungert veldig bra - etter en opplæringsperiode er alle lasterene fortrolig med maskinen. De vil heller bruke denne enn hjullasteren.

I startfasen lastet vi med hjullaster, nisjeavstand ca. 100 m. Etter at vi tok i bruk Häggloaderen har vi øket nisjeavstanden til 250 m. Dette medfører at vi slipper unna med vesentlig mindre overmasser.

Arbeidsmiljøet er blitt betydelig bedre etter at vi begynte med elektrisk lasting. Kontinuerlig vannspyling bidrar også til et bedre miljø.

Under gunstige forhold har vi målt lastekapasiteten til 5 m^3/min. Gjennomsnittlig lastekapasitet eks. sammendosing er ca. 3 m^3/min.

Häggloader 10HR fungerer bra som lastemaskin, men noen ankepunkter er det:

1. Det tar lenger tid enn med hjullaster å trimme røysa.
2. Den er sårbar for storstein.
3. Det er visse problemer med å få skjøten på gummibåndet til å holde.

Når dette er sagt, er det ikke tvil om at det å laste på stuff i en tunnel er det rette. Til dette formål fungerer Häggloader 10HR tilfredsstillende.

Reservelasteren Cat 966F måtte også tilpasses tverrsnittet. Felgene er innbygd, det er montert på smalere dekk og hytta er nedbygd. Det er differensialsperre og lastearmsdemping på maskinen.

De første 40-50 meterene etter nisja, laster vi med hjullasteren. Da går det fortere enn med Häggloader 10HR. Mens disse meterene lastes, utføres det vedlikehold på Häggloaderen.

TRANSPORT.

Grunnlaget for valg av biler til steintransporten var ønsket om store lass, høy hastighet og plass i en liten tunnel.

Til uttransport av tunnelstein valgte vi å bruke Mercedes 5035 dumpere. Disse bilene har 4 aksler, 2 styrende foraksler, hvorav drift på den fremre og på begge bakakslingene.

De har en lastekapasitet på 22 m^3 som gir en totalvekt på ca. 55 tonn. Bremsesystemet er også utvidet. I tillegg til den vanlige driftsbremsen, er bilene utstyrt med en ny type motorbrems og retarder med forsterket kjølekapasitet. Motorbremsen utnytter mottrykket på stemplene i toppen.

Dette med 2 styrende foraksler over samme styresnekke bidrar også med sitt. Dette gjør at bilene er og føles mer stabile under kjøringen.

Vi kalkulerte med gjennomsnittshastighet på ca. 40 km/t både tom oppover og med last nedover. Mange var skeptisk til dette, men etterhvert som sjåførene har sett at bremsene fungerer som forutsatt, har hastigheten gått opp. Motorene i disse bilene er på 366 hk. Dette medfører at oppover med tom bil er det størst problem å holde farten oppe. Sannsynligvis burde bilene ha hatt større motor.

Fram til nå har vi kjørt med 2 slike biler. Etter ca. 3000 m. så vi behovet for en bil til. Da ble det satt inn en 2635 med 14 m^3 dumperkasse i tillegg. Men det vi ønsker oss, er en bil med 22 m^3 kasse. Dersom leverandøren klarer å skaffe en slik i løpet av rimelig tid, vil den bli satt i ordre. Vi mener at 3 dumpere som tar 22 m^3, vil kunne ta ut alt fjellet på akseptabel lastetid.

For å kunne holde den høye hastigheten, kreves det mye av vegbanen. Grøfta er lagt i midten for å utnytte bredden av tunnelen bedre. Gabbroen har god styrke, slik at vegbanen står godt. Så langt har det vært relativt tørt i tunnelen, men i fuktige partier krever veibanen mye vedlikehold.

Det er imponerende når bilene kommer nedover 1:7,8 med 40 km/t fart og fullt lass. Vi skal være klar over at det bare er ca. 25 cm. klaring på hver side til tunnelveggen.

TUNNELDRIFT.

Første tunnelsalve ble skutt 24/9-90. Vi startet opp med gammelt utstyr, 3 boms-rigg med ladekorg og hjullaster, mens vi ventet på det nye utstyret. Boreriggen ble levert i januar i år, Häggloaderen i februar og bilene i mai.
Etter ett års drift fra oppstart har vi drevet 3200 m, med relativt mye sikring, ca. 4500 bolter.
Ukeinndriften varierer en del. I starten ble 70 m pr. uke ansett som god drift. Etter hvert er inndriften steget betraktelig. Beste ukeinndrift til nå er 102 m og beste gjennomsnittsinndrift pr. mnd. er 92 m pr. uke.

Vi ser tydelig en treningseffekt, nye finesser blir stadig oppdaget for å forbedre drifta. Gjennomsnittsinndriften er stadig økende.

Vi ser også klart at ukeinndriften faller med økende bolting. Boltekapasiteten i små tunneler er vesentlig lavere enn f. eks. i vegtunneler.

Til ventilasjon brukes GAL 14 vifte 2x 110 kw og 1200 mm duk. Det er kun blåsende ventilasjon. Det å få ut ladden har ikke bydd på store problemer foreløpig. Etter gjennomslag med tverrslag 1 ble duken revet og vifta flyttet hit. Dette medførte noen problemer. I enkelte "værperioder" ville ikke ladden ut her, men gikk videre

nedover i tunnelen. Etter at det ble montert vegg og "sugvifte" i tverrslaget har dette bedret seg.

Borvannet til tunnelen pumpes oppover i 3" alveniusrør. Med jevne mellomrom må vi ha trykkforsterkere på rørgata. Dette er et noe sårbart opplegg. Ved å sette inn sterkere pumper, ønsker vi å redusere antallet. Opplegget blir da mer driftsikkert.

Strømopplegget er vanlig 660 v. Vi driver ca. 2000 m før vi legger om til høyspent. Trafoene blir plassert i tverrslagene etter hvert som vi driver framover.

Driftsmessig har det fungert bra så langt. Arbeidet som i forkant ble lagt ned for å kunne få mest egnet utstyr, har vist seg å være vel anvendt tid..

Til nå har vi drevet i 1:7,8 og utstyret har fungert godt. Vi er usikre på hvordan dette blir i 1:5,2. Men vi regner med å ha lært så mye undervegs, at når vi begynner med den bratte stigningen, så skal vi også klare dette på en tilfredsstillende måte.

Utfordringen er lengden og stigningen av tunnelen. Vi mener at vi har valgt rett utstyr og driftsmetode, både framdriftsmessig og økonomisk, for å bygge, om ikke den lengste, så i alle fall den høyeste adkomsttunnelen i Norge.

Direktør John Utsi

Store Norske Gruppen A/S

SENTRALFELTET - EN NY KULLGRUVE PÅ SVALBARD ?

Manuskript ikke innlevert.

BRYTNING AV NATURSTEIN I NORGE

Bergingeniør Lisbeth Alnæs, SINTEF Bergteknikk

SAMMENDRAG

Natursteinsindustrien i Norge er en relativt liten bransje , men den er voksende. Den økende interessen ser man konkretisert på flere hold, blant annet gjennom fylkesprogram og nyetableringer / nytenkning i bransjen med sikte på å dra i gang industriforetak. Når det gjelder selve bruddvirksomheten, foregår brytning av både blokkstein og skifer fremdeles i stor grad ved boring og sprengning. For en del bergartstyper har det imidlertid vist seg lønnsomt å bruke diamantwiresaging, en teknikk som primært har vært anvendt for uttak av marmor. Man har også forsøkt teknikker som gjør bruk av varme eller vann.

Foredraget søker å gi en oversikt over situasjonen i norsk steinindustri og norske steinbedrifter generelt, samt en oversikt over og eksempler på hvordan brytning av naturstein foregår i Norge i dag.

Norsk naturstein er for tiden mer etterspurt på eksportmarkedet enn noen gang tidligere. Med den økte interessen for naturstein generelt og med den vilje til nytenkning og økt satsing innen forskning og industri en har sett den siste tiden, skulle norsk steinindustri ha gode vekstmuligheter i fremtiden. Dette betinger samarbeide på flere plan og innsats fra flere hold.

Det er å håpe at norsk steinindustri kan dra nytte av den solide ekspertise som dette forum på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen representerer.

SUMMARY

The Norwegian mountains are not only part of the country's beautiful nature, they are also an excellent source of building materials. The Norwegian stone industry has century long traditions. Craftsmanship combined with the use of advanced processing technology have generated a large choice of products supplied to the world marked.

Still today, most of the quarrying are based on traditional drilling and blasting methods, but techniques such as diamond wiresaws, chainsaws, flame jets and water jets are also being taken into serious considerations in several quarries.

To day natural stones from Norway are more popular on the world marked than ever, and there is established a good cooperation between industry and research organizations.

The paper gives an overview of the Norwegian stone industry, emphasizing the quarrying, production and mining methods being used in the stone industry to day.

1 INTERNASJONAL SITUASJON

Det internasjonale marked for naturstein har de siste årene vokst til tross for nedgangstider i de fleste vestlige land. Dette skyldes blant annet at automatisering av natursteinsproduksjonen har gjort naturstein anvendelig til flere formål enn tidligere og økt produktiviteten. På grunn av denne utviklingen og prisstigningen på kraftkrevende produkter som keramisk flis etc., har naturstein blitt stadig mer konkurransedyktig i forhold til alternative produkter. I dag har naturstein sitt største bruksområde innen bygningsbransjen; som fasader, gulv- og veggflis, til trapper og tak. I tillegg blir naturstein mye brukt til gate- og kantstein, gravstøtter og monumenter, møbler og mindre pryd- og bruksgjenstander.

De siste tiårenes teknologiske utvikling kombinert med et voksende marked har resultert i økt interesse for å bryte og bearbeide naturstein. Flere "nye" nasjoner har i den senere tiden vokst seg fram som betydelige produsenter, og land som i stor grad er avhengig av import, satser på å øke brytnings- og bearbeidingskapasitet innenlands.

2 NORSK STEININDUSTRI

Tradisjonen med å bryte stein for bygningsformål i Norge har vært konsentrert til bestemte distrikter i landet og vært knyttet til bestemte steintyper. Bruddvirksomheten har vært og er fremdeles dominert av små enheter, gjerne familiebedrifter. Få brudd har egne geologer ansatt, og det er få bedrifter som driver prospektering eller undersøkelser i nye områder. Det har de hverken kapasitet eller økonomi til.

I overkant av 50 forekomster og brudd er i dag gjenstand for regelmessig utvinning for natursteinsformål i Norge. Forekomstene ligger spredt over hele landet, men bruddene finnes typisk i små lokalsamfunn, og har således mye å si for sysselsettingen i disse deler av landet. Steinindustrien sysselsetter i dag i underkant av 1000 personer, og hele 85% av bedriftene har mindre enn 20 ansatte og 60% har færre enn 10 ansatte. Imidlertid har man sett en økende aktivitet i steinbransjen de senere årene, og aldri har så mange vært så interessert i å starte med steinproduksjon. Årsaken ligger både i økt bruk av og interesse for naturstein i Norge og i verdenssammenheng, men også behov for arbeidsplasser.

2.1 Bedrifter

Innen norsk steinindustri skilles mellom to hovedgrupper av bedrifter, skiferprodusenter og blokksteinsprodusenter.

Skiferprodusentene tar ut skiferblokk fra fjellet og bearbeider blokkene i selve bruddet eller i egne bearbeidingsverksteder. I Norge produseres både kvartsittskifer, fyllitt-/glimmerskifer og leirskifer. Det er først og fremst Alta, Oppdal og Otta som er dominerende i den norske skifernæring. Ellers foregår det også brytning av skifer i blant annet Friarfjord, på Loppa, i Lierne, Snåsa og Stjørdal, på Dovre, Voss, Fåvang, Vågå, og i Jondal.

Av de viktigste blokksteinstypene som produseres i Norge, kan nevnes larvikitt og marmor. Andre viktige blokksteiner som det er regelmessig drift på er granitt (Østfold og Vestfold), gneis (Hedmark og Finnmark), gabbro (Møre & Romsdal) og trondhjemitt (Sør-Trøndelag og Hedmark).

Av blokksteinsprodusentene har vi tre hovedgrupper:

a) **Rene blokksteinsprodusenter**, som tar ut blokk i egne brudd og selger steinen som råblokk til andre land eller til andre firma i Norge for bearbeiding.

Av rene blokkprodusenter er bruddvirksomheten og produksjonen størst i Larvikdistriktet. Her finnes 19 selskaper som driver omkring 30 brudd.

b) **Kombinerte brytnings- og bearbeidingsbedrifter.** Disse tar ut blokk fra egne brudd, som helt eller delvis bearbeides i eget anlegg. Foruten blokk fra egne brudd, kjøper bedriftene gjerne blokk fra utlandet og til en viss grad fra norske blokkprodusenter. Noen av bedriftene i denne kategorien eksporterer de blokkvaliteter som tilfredsstiller kravene til eksport og bearbeider resten, mens andre bearbeider det meste av det som tas ut i brudd. Hovedproduktet er flis o.a steinprodukter til bygningsformål.

Per 1991 er det 4 slike moderne flisfabrikker i Norge, med en samlet produksjonskapasitet på ca. 250 000 m² flis per år.

c) **Rene bearbeidingsbedrifter**, hvor hovedtyngden av produktene er rettet mot gravmonumenter for det norske og skandinaviske markedet. De rene bearbeidingsbedriftene er i gjennomsnittet små og konkurrerer med hverandre om et relativt begrenset hjemmemarked.

De rene bearbeidingsbedriftene finner vi stort sett i Eide kommune, Møre & Romsdal. Eidebedriftene kjøper noe råblokk fra norske blokkprodusenter, men produksjonen er i hovedsak basert på importert stein fra Sverige, Finland og Italia.

Den norske steinbransjen er svært eksportrettet. Av all stein vi tar ut eksporteres omkring 95 %. Det alt vesentlige av dette er råblokk. Bearbeidet stein; ferdige produkter, utgjør bare mellom 1 og 2 % av eksportverdien for blokkstein. Larvikitt står for størstedelen av norsk steineksport; i 1989 ble 140 000 tonn eksportert til en verdi av nesten 300 mill kr. Hovedandelen av norsk natursteinsblokk går til land i Europa, og da vesentlig til Italia, Frankrike, Spania og Nederland. Gjennom disse landene finner så mye av den norske steinen veien til USA som ferdigprodukter. Eksporten har økt de senere årene. Fra 1986 til 1988 økte norsk natursteinseksport med i underkant av 70 %. Opplysninger fra 1989 viser forsatt vekst, både i tonnasje og samlet eksport.

Foruten eksport, importerer vi også store mengder stein hvert år. Importen er dels kjøp av råblokk som bearbeides her, dels bearbeidede steinprodukter. Importen har økt de senere årene. Økningen gjelder i første rekke import av italiensk marmor og er knyttet til større offentlige og private byggeprosjekter.

2.2 Bruddvirksomhet

Målsetningen bak en steinvirksomhet i bergarter tenkt anvendt til natursteinsformål i dag, er å oppnå råemner som kan danne grunnlag for salgbare produkter, det være seg råblokk eller polerte plater. Dette betinger at uttaket skjer så skånsomt som mulig, og det setter store krav til såvel teknisk utstyr og materiell som hvordan utstyret behandles. Å starte opp et steinbrudd er forbundet med stor usikkerhet og omfattende økonomiske konsekvenser, og en bruddvirksomhet inkluderer en lang rekke deloperasjoner som er gjensidig avhengig og påvirket av hverandre. Driften må legges opp slik at en på lengre

sikt kan få et rasjonelt driftsopplegg og rimelige gode arbeidsforhold for dem som arbeider med uttaket. Dette krever god økonomi, da innkjøringsperioden for et planlagt brudd ofte kan være nokså lang. Man må regne med blokklagre, alternative angrepspunkter som kan sikre jevn produksjon og stadig avdekking av nye steder for påhugg.

De aller fleste norske natursteinsbrudd er dagbrudd, og som all annen utvinning av fastfjellsressurser forutsetter brytning av naturstein langsiktige planer for uttaket. Hvordan dagbruddet legges opp bestemmes av forhold som steinkvalitet og geologiske forhold, begrensing av driftsrettigheter, landskapets form, hensyn til rasjonell drift, mulighet for skrotplassering osv. Selve bruddutformingen skal søke å tilfredsstille følgende krav:

a) Muliggjøre rasjonell drift
Brytning av både skifer og massivstein bør skje fra toppen med skivebrytning som danner paller på 5-10 m. Åpningspallene velges gjerne noe høyere. For blokkstein velges driftsnivå på gjennomgående liggslepper, hvor en enten tar med én enkelt eller flere benker når en går inn i fjellet. Når liggslepper ikke er utviklet, løsnes kubben i bunn ved ulike metoder. Brytningsfronten legges om mulig parallelt med den beste siden av steinen, den siden som skal bearbeides videre. Ofte har denne samme retning som ståkløv, ut mot åpen fjellside. Dersom ståkløven er dårlig utviklet, åpnes disse ved boring og sprengning eller andre metoder. Drift på flere nivå samtidig er hensiktsmessig for å oppnå jevnere produksjon og utjevning av kvalitet.

Rasjonell drift betyr blant annet at skrotproblemene må løses langsiktig, og at en må etablere store flater, som er en forutsetning for bruk av effektivt utstyr. Man bør også satse på økt grad av mekanisk boring, og en større del av boringen bør utføres før blokken sprenges fri. Man bør også ha mulighet for overgang til nye brytningsmetoder og oppfaring, avdekking, veibygging , fjerning av overfjell etc. må ligge tilsvarende foran. Dette kan kun oppnås ved å angripe forekomsten ovenfra.

b) Sikkerhet og arbeidsmiljø
Store pallhøyder representerer et sikkerhetsproblem, og det gir i tillegg adkomstbegrensninger. Tilstrekkelig sikkerhet og godt arbeidsmiljø oppnås derfor ved å velge hensiktsmessige pallhøyder, max. 10 m og etablere skikkelige adkomster både til bunn og topp av pallen.

c) Ressursutnyttelse
En forutsetning for god ressursutnyttelse er at alt innen det planlagte bruddet kan fjernes.

d) Hensyn til landskapet
Dette punktet har fått stadig større innvirkning på bedriftenes brytningsmuligheter, og det settes stadig strengere krav til en forsvarlig og miljøvennlig utnyttelse og etterpleie av landskapet i og rundt steinbruddene. Inngrep lar seg ikke skjule fullstendig, men brudd og skrottipp må få en selvstendig form og sluttbehandling som kan aksepteres.

e) Mulighet for produksjonsøkning
En produksjonsøkning vil skaffe midler som gir økt slagkraft for å bringe oppfaringsarbeidene på forskudd.

2.3 Brytningsmetoder

Bruddvirksomhet i naturstein kan defineres som en oppdeling et bergartsvolum i gradvis mindre deler. Brytningen er knyttet til arbeidsoppgaver i selve bruddet, og kan inndeles i følgende deloperasjoner:

* Bruddoppstart
  dvs. arbeide som er nødvendig for å klargjøre et område for regulær drift, f.eks. fjerning av overliggende løsmasser og ubrukbart fjell, tilretteleggelse av veier etc.
* Primæruttak
  dvs. frigjøring av kubber fra fjellet og oppdeling av disse i skiver. I moderne, norsk blokksteinsproduksjon løsnes først store kubber som er ca. 7 meter høye, 10 m tykke og med varierende bredde. En vanlig kubbe er omkring 1000 til 2000 kubikkmeter.
* Sekundæroppdeling
  dvs. oppdeling av de løse skivene til mindre, prismeformede blokker.
* Endelig blokkutforming
  Blokkene vil enten kunne selges direkte som råblokk eller videreforedles ved spalting/splitting, saging og ulike overflatebehandlinger.

I det følgende gis en oversikt over metoder og teknikker som benyttes i Norge for primæruttak og sekundæroppdeling.

Boring og sprengning

Boring og sprengning er den tradisjonelle metoden for uttak av naturstein. Boring og sprengning skjer i flere trinn, avhengig av størrelsen på blokken som skal tas ut. Generelt sett bores hull langs en rett linje inn i steinen, vertikalt og/eller horisontalt, og hullene lades. Hulldiameter, avstand, lengde og antall samt mengde og type sprengstoff varierer i de ulike bruddene. Sprengstoffet som brukes er meget svakt for ikke å knuse for mye potensiell salgbar blokkstein, minerkrutt og rørladninger er vanlige typer i norske brudd. Sprengstoffet blir gjort virksomt ved elektriske tennere og eller detonerende lunte. Tidligere ble boring utført utelukkende med håndbor i norske brudd. Dagens produksjon er basert på maskinell drift, og da i hovedsak maskiner som kan bore både vertikalt og horisontalt.

Vertikale og horisontale hull skytes samtidig. Vinkelen mellom to borete flater må være > 90°, slik at blokken ikke kommer i klem når den skytes løs. I praksis vil det si at en borer horisontale hull vannrette, og vertikale hull med en helning 2-5°. Der horisontale og vertikale hull møtes, må boringen stoppe minst 20 cm fra hverandre i hver retning. Det vil ellers bli en sterk knusningssone i området som vil føre til ødeleggelser av fjellet. Sekundæroppdeling og endelig blokkutforming skjer gjerne ved kiling, dvs. at kiler settes ned i korte, vertikalt borete hull, og man tvinger blokken i å dele seg langs kilsømmen, enten ved manuell eller maskinelle hammerslag. På dette stadium foretas nøye kvalitetskontroll av blokken, med kartlegging av stikk og årer. Slike defekter kan gjøre blokken ubrukbar.

Saging

Anvendelse av ulike sageteknikker for uttak av stein har fått en enorm utbredelse de siste tiårene. Teknikken var vel opprinnelig mest brukt i bearbeiding av andre byggematerialer som tre og betong, men teknologien er etterhvert også blitt vel etablert innen både steinbrytning og - bearbeiding.

Saging med kjedesag

I Otta har man i flere år benyttet saging med karbidtannkjede for brytning av kleberstein. Det er kun i myke bergarter at denne metoden er egnet, og etter det som er kjent har ikke kjedesag vært benyttet for andre steintyper i Norge. Kutteren på sagemaskinen består av en plattform med en elektro-hydraulisk kraftenhet og en svingende arm som kjeden av karbidtannkjeder løper omkring. Fordelen med metoden er at den krever lite forberedelse før saging, og at den gir lav skrotprosent. Metodens hovedbegrensning ligger i bergartstypen, idet sagekostnadene øker progressivt med bergartens hardhet, siden sagehastigheten minker og slitasjen øker.

Saging med diamantwire

De tidligste utprøvninger av diamantwiresaging i felt ble gjort i 1978 i marmorbrudd i Carrarra, Italia. Det har skjedd en rask teknologisk utvikling av metoden siden den spede begynnelsen, både med hensyn til utstyr og wire. I tillegg til myke bergarter som kalkstein, dolomitt og marmor, tas diamantwiresaging (DWS) i stadig større utstrekning i bruk også i hardstein, som gneis og granitt.

Flere og flere steinbrudd i Norge har vært interessert i å nytte diamantwiresaging som alternativ brytningsmetode til boring/sprengning. Ressursen brytes da mer skånsomt, og man sparer steinressurser. Både marmor, serpentinitt, larvikitt og fyllittskifer har vist seg kan brytes på en økonomisk forsvarlig måte med diamantwiresaging.

Prinsippet bak metoden er at wiren tres gjennom ett eller flere borhull slik at den danner en lukket krets. For saging av vertikalsnitt bores gjerne et grovt ledehull (diameter 90-125 mm) horisontalt, som treffes av et vertikalt ledehull. Sagemaskinens drivhjul stilles i lodd (vertikale snitt) eller horisontalt (horisontale snitt) eller i annen retning avhengig av fallvinkel på kuttet. Wiren legges rundt drivhjulet og maskinen kjøres bakover til wiren er passe stram. Alle maskiner er skinnegående. Selve sageoperasjonen startes med lav omløpshastighet på drivhjulet, hastigheten økes gradvis samtidig som den skinnegående driveenheten ledes bakover. Matesystemet skal sørge for å holde det ønskede strekk i wiren konstant. Når maskinen har gått helt tilbake på skinnegangen, stoppes sagingen, og maskinen kjøres helt frem. Wiren kuttes, tvinnes og skjøtes på ny, og ny syklus kan begynne. DWS krever vann, både for å holde sagespalten ren for kaks og wiren avkjølt og for derved å oppnå effektiv saging og redusere wireslitasjen.

Det finnes forskjellige typer wire, avhengig av type bergart sagingen skal utføres i (hardstein eller mykstein). Felles er at segmenter med diamanter er tredd inn på en stålwire. Segmentene blir holdt fra hverandre av distansestykker av plast eller med metallringer eller stålfjærer. Det viktige er å finne en kombinasjon som gir jevn slitasje på perlene og dermed gradvis avdekker nye diamanter, og som hindrer at diamantene tapes uten å ha gjort sin misjon.

I Norske brudd blir DWS først og fremst anvendt til saging av vertikale hull, med maskinen plassert nede på sålen og parallelt med kuttet. Dette oppsettet skaper minst komplikasjoner og er den billigste sagemåten, både pga. raskere tilriggingstid og generelt sett mindre wireslitasje. Saging ovenfra og horisontale kutt gir høyere wireslitasje, pga problemer med å holde wiren ren for slitende kaks. Saging sideveis er problematisk pga tungvint og vanskelig innstilling av alle styrhjul wiren må ledes over. Resultatet blir gjentatte avsporinger og høy slitasje.

Hastigheten på wiren kan komme opp i godt over 40 m/s. Sagekapasiteten for diamantwire varierer mye avhengig av bergartstype, fra 3-8 m² i hardstein som granitt og gneis, mens den ligger på 8-12 m² i mykstein som marmor og kalkstein.

Det økonomiske resultatet ved bruk av diamantwiresag vil i stor grad avhenge av hvordan utstyret blir anvendt. Investeringskostnadene er relativt lave, en elektrisk drevet maskin koster omkring NOK 225 000,-. Imidlertid vil driftskostnadene og faste utgifter til arbeidskraft gjøre store inngrep i økonomien dersom sagingen er ineffektiv og medfører stor slitasje på wiren. En granittwire koster omkring 2500 kr/meter, og wirekostnadene utgjør fra 65-85 % av totale kostnader pr. enhets sageareal. Effektiv bruk av utstyret krever således at man velger riktig kombinasjon av parametre tilknyttet selve sageoperasjonen som må relateres til den bergarten en har med å gjøre.

De største kostnader ved alle sagemetoder er knyttet til selve sageprosedyren, idet sage-/slipemiddelet utgjør en meget stor andel av de totale kostnadene ved blokkuttaket. Alle har den fordelen fremfor konvensjonell boring og sprengning at de gir større ressursutnyttelse, dvs. mindre skrotmengder.

Uansett så kan ikke saging fullstendig erstatte boring/sprengning. Metoden involverer jo i utgangspunktet boreoperasjoner, men både i Norge og andre land har metoden vist seg hensiktsmessig i forbindelse med primæruttaket og i kombinasjon med andre metoder for videre bearbeiding av steinen.

Slisse-metoder

Av såkalte slisse-metoder for brytning av naturstein, har både vannjet og flammejet vært prøvd ut i norske brudd, med varierende resultat.

Flammejet var i verdenssammenheng mer brukt tidligere og vil trolig bli erstattet av DWS eller vannjet. Vannjet er stadig under utvikling og har mange positive sider ved seg.

Ved bruk av flammejet føres et brennerrør manuelt ned i fjellet og lager en slisse. Flammen kan ha en energi på ca. 370 kW ved topp hastighet og er kun egnet for sure eruptivbergarter. den har også vært benyttet i andre land i mer basiske bergarter, men da med mindre sageeffekt. Metodens prinsipp er at de store varmemengdene utvider kvarts- og feltspatkornene slik at de sprenges fra hverandre og blåses bort av jetstrømmen. Skjærhastigheten er ca. 1.0-1.5 m²/time. Metoden har ulemper, som høyt støynivå, varme og farlig støv samt svekkelse av steinen på begge sider av slissen.

Ingen brudd i Norge anvender denne metoden i dag.

Kuttermekanismen for vannjet består i å bryte bergarten i fragmenter på størrelse med mineralkorn eller finere når vannstrålens kraft overstiger bindingskreftene mellom kornene.

Det finnes to typer av vannjet, konvensjonell vannjet og abrasjonsvannjet. Førstnevnte baserer seg på kombinasjonen av vanntrykk og -mengde, mens vannet tilsettes et slipemiddel (olivin, granat e.l.) i sistnevnte. Høytrykks vannjet krever svært høyt trykk (150-400 MPa), hvilket medfører store og dyre pumpeinstallasjoner. Snittekapasiteten er omtrent den samme eller litt mindre enn flammejet. Vannjet er en kostbar uttaksmetode og setter store krav til bruddets geometri. Metoden gir lav slitasje på fjellet sammenliknet med boring/sprengning. Blokkflatene får en høy kvalitet, skrotprosenten går ned, og den belaster miljøet lite sammenliknet med f.eks. flammejet.

Innen norsk steinindustri har man begynt å ta i bruk vannjet til slissing/spalting av skifer i et par brudd, mens metoden ikke er tatt i bruk i blokksteinsbrudd. Vannjet har trolig gode muligheter i fremtiden ved brytning av norsk naturstein, vannskjæring er tatt i bruk av blant annet ved bearbeidingsbedrifter i Larvik.

2.4 Fremtidig satsing

På verdensbasis har vi fått en voldsom økning av produksjon av dimensjonert naturstein (flis o.l.), og forbruket er fordoblet ila siste 20-årsperiode. Dette representerer en stor utfordring for norsk steinindustri for årene som kommer. Muligens vil det kreve en dreiing av virksomheten fra hovedsakelig råblokkeksport til større satsing på videre bearbeiding og salg av norsk stein i norsk regi.

Konkurransen på det internasjonale markedet er knallhard. Men samtidig lokker fortjenestelsesmulighetene om en satser riktig på produkter og kvalitet. Man kan bryte og selge råblokk, kjøpe blokk og lage plater, eller man kan kjøpe plater og lage produkter. In situ kan verdien på en naturstein ligge rundt kr. 500,- pr. m^3 (grunneiers utbytte), råblokk kan oppnå priser som varierer fra kr. 5000,- til 14.000,- pr. m^3. Den totale foredlingsverdien kan gjennom produksjon av steinplater og fliser lett komme opp i en faktor seks ganger den opprinnelige råblokkverdien.

Produksjon og eksport utelukkende av råblokk kjennetegnes av både positive og negative sider. Blant de negative kan nevnes dårlig ressursutnyttelse og stor skrotprosent. Skrotprosenten kan bli opp i 95 % i enkelte brudd. I tillegg har gjort seg gjeldende en stadig hardere priskonkurranse på mer standard typer stein. De mer positive sider omfatter stabilt marked og høy pris for visse steintyper, som larvikitt og marmor, og faste og få oppkjøpere.

På samme måte kan listes opp fordeler og ulemper ved å bearbeide steinen i Norge i stedet for å eksportere den som blokk. Under forutsetning av at en får avsetning for ferdigproduktene, medfører videreforedling for det første en stor verdiøkning, bedre ressursutnyttelse og også muligheter for utnyttelse av mindre forekomster.

Uansett hva en velger å satse på for fremtiden innen et norsk steinbrudd, må man velge riktig kombinasjon av bruddutforming, uttaksmetode, bearbeidingsteknikker, utstyr og arbeidskraft ut fra den forretningside man har og ut fra de naturgitte begrensninger og muligheter forekomsten og bergarten byr på. Med sine lange tradisjoner har norske steinbedrifter verdifull ekspertise og kunnskap innen bruddvirksomhet og brytning og bruk av norsk berggrunn. Dette forum på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og geoteknikkdagen representerer en solid kompetanse innen bergmekanikk og fjellsprengningsteknikk, en kompetanse som norsk steinindustri og norske steinbrudd bør vite å dra nytte av i fremtiden.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1991

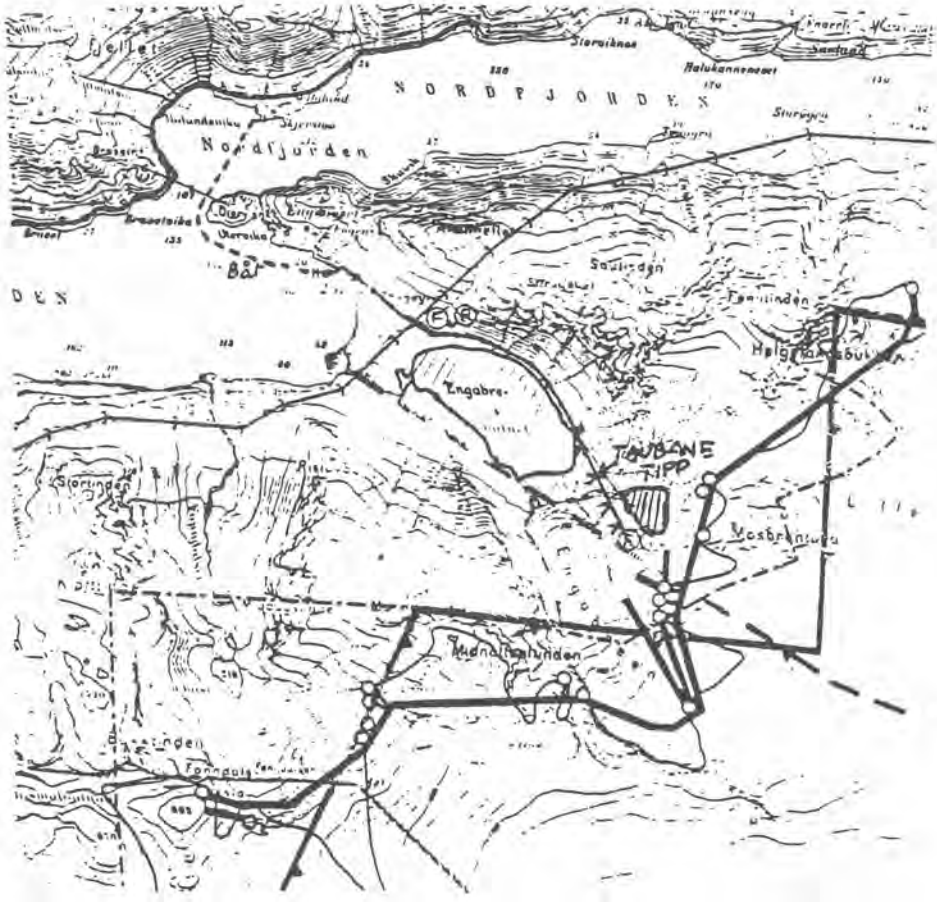
ARBEID MED ENGABREINNTAKET, SVARTISEN

Siv.ing. Idolf Mæland
Statkraft

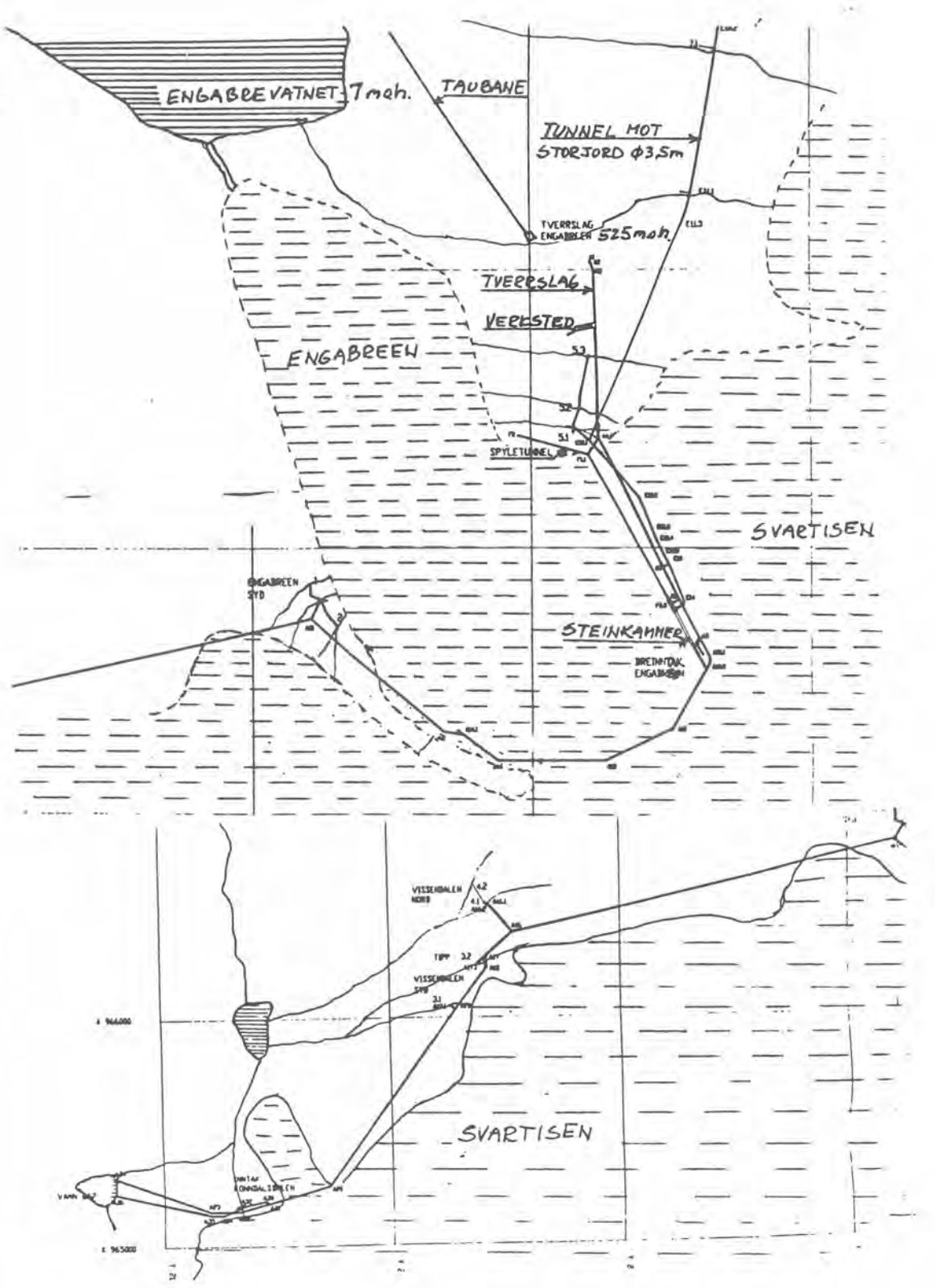
Arbeidssted Engabreen er en del av Storglomvannutbyggingen og omfatter den vestre delen av takrenneprosjektet på sørsiden av Holandsfjorden.

Det skal drivs ca. 13 km tunnel fra dette arbeidsstedet, vesentlig med 22 m^2 tverrsnitt.

Adkomsten til tverrslaget er spesielt der det ligger på den vegløse sørsiden av fjorden. (fig. 1).



Adkomst arbeidsstedet


ENGABREVATNET 7 moh.
TAUBANE
TUNNEL MOT
STORJORD ϕ3,5m
TVERRSLAG
ENGABREEN 525 moh.
TVERRSLAG
VERKSTED
ENGABREEN
SPYLETUNNEL
SVARTISEN
ENGABREEN
SYD
STEINKAMMER
VISSENBALEN
NORD
TIPP
VISSENBREEN
SVARTISEN

Vi har derfor etablert en fast båtforbindelse mellom Holand på nordsiden av fjorden og Engen, der vi også måtte bygge kai. Fra kaien er det bygget en ca. 3 km lang veg hvorfra en taubane fører opp til tverrslaget. Taubanen er 1,8 km lang og overvinner en høydeforskjell på ca 500 m. Tillatt nyttelast er 3 tonn eller 6 personer.

Opprinnelig var det planlagt veg istedenfor taubane. Naturvernhensyn kombinert med snørasfare gjorde at planene ble skrinlagt. Alt tyngre anleggsutstyr ble fraktet over fjorden på en fláte bestående av 8 stålpongtonger. Før frakt videre med taubanen, måtte utstyret demonteres til komponenter med maks. vekt 3 tonn. Eksempelvis koster det for hver av de 7 bilene vi har til rådighet kr. 85.000,- i demontasje/montasje opp og ned. Totalt er demontering/montering av anleggsmaskiner kalkulert til 2,5 mill. kr.

Det mest særegne ved arbeidsstedet er likevel det subglaciale inntaket av breelva. Breen er ca. 200 m tykk i det aktuelle området. Dette ble første gang konstatert ved smelteboringshull fra isoverflaten, i 1975. Topografien under isen ble således registrert. Det var imidlertid to store svakheter ved denne undersøkelsen.

- En visste ikke hvor stort boravviket var.

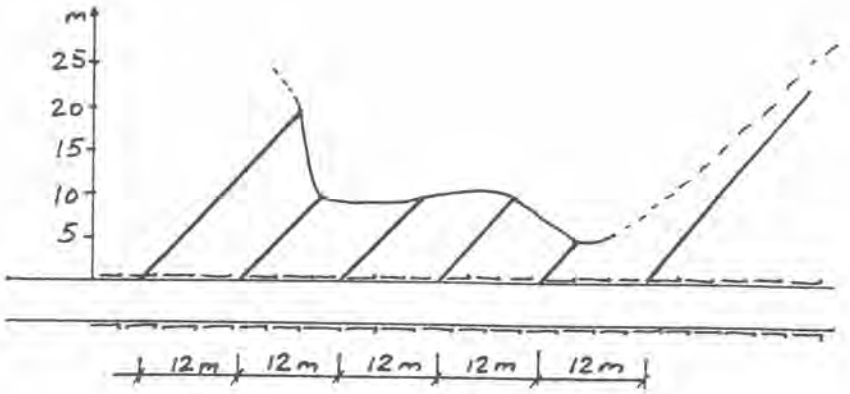
- Det kunne heller ikke registreres hvorvidt hullet endte i fast fjell, store blokker eller morene. Det kunne til og med hende at hullet stoppet mot en blokk i isen.

Vi var avhengige av å vite hvor fjelloverflaten befant seg.

Som fig. 2 viser er det ikke bare for å finne elveløpet dette har betydning. Også overføringstunnelen videre vestover skulle krysse under Engabreen. Tracè-valget for den tunnelen måtte også basere seg på isboringene.
Nye isboringer ble derfor utført i 1986. Nå ble det også foretatt avviksmålinger. Resultatet ble at avvik på opptil 40-50 m ble registrert. For å få en sikrere indikasjon på om smelterøret hadde truffet fast fjell eller ikke, ble det gjort fjellkontaktsundersøkelser. Disse baserer seg på at fjell og is har forskjellig elektrisk ledeevne. Ved å strekke en kabel tilkoblet en bolt i fjellet ved siden av breen og koble kabelen til en elektrisk sonde som ble senket ned i bunnen av hullet, vil måling av strømstyrken indikere om en har kontakt med fast fjell, eller en blokk i isen. Således fikk en såkalte sikre eller usikre kontakter med fjelloverflaten.

I ettertid er det spekulert på om fast, vannmettet morene kan ha samme ledingsevne som fast fjell. I alle fall, vi fikk en tilnærmet kunnskap om topografien. Denne kunnskapen var det eneste grunnlaget for fastsettelsen av tracèen for overføringstunnelen.

Etter hvert som stuffen nærmet seg antatt minsteoverdekning, ble sonderboringer foretatt. Disse boringene resulterte i en fjellprofil som vist på fig. 3. Som en ser var vi helt nede i 5 m overdekning.

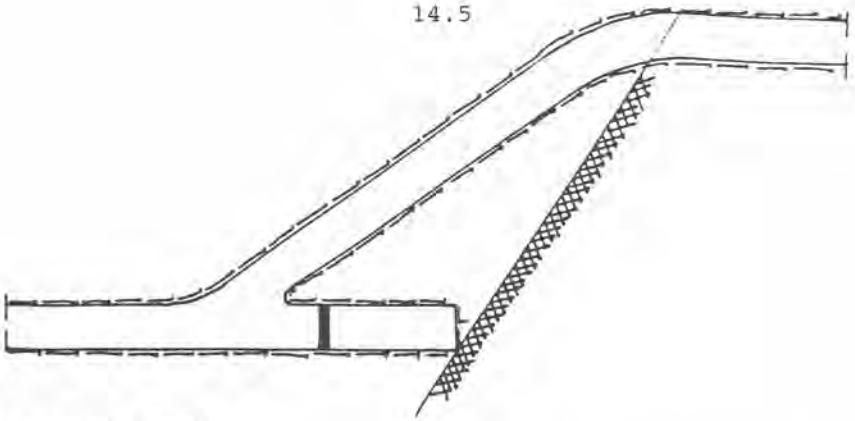


Sonderboringer

I det første hullet som hadde gjennomboring, fikk vi noe senere stor vannlekkasje. Hullet ble plugget med pakker. Målinger viste et vanntrykk på 12 bar. Etter hvert opphørte vannlekkasjen for like etter å komme igjen i hull nr. 3, ca. 25 m lenger framme. Her ble trykket målt til hele 18 bar. Lekkasjen opptrådte i det området vi tror hovedelven befinner seg.

Det at vannlekkasjene flytter seg fra hull til hull tolker jeg som et dårlig tegn, nemlig på den måten at elveleiet ikke er stabilt men flytter seg fra sted til sted. Etter all sansynlighet er breens bevegelse som er målt opp til 1 m pr. døgn, årsak til dette.

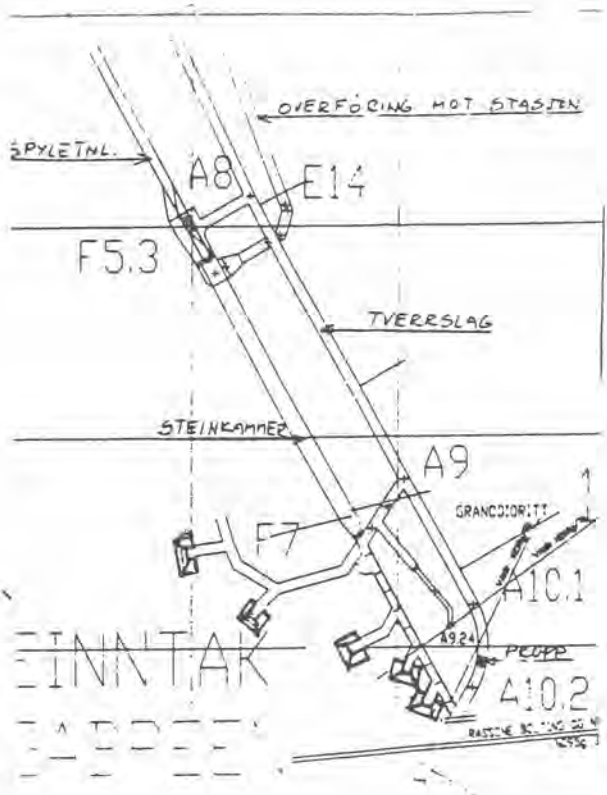
Resten av tracèen under breen var antatt å ha sikker overdekning selv om det der ikke var foretatt smelteboringer. Dette stemte ikke helt. På et punkt der vi hadde sleppete fjell med vannlekkasje, viste senere sonderboringer en overdekning på 5 m. Et sted måtte vi imidlertid trekke oss tilbake og legge tunnelen lenger inn i fjellmassivet. Grunnen var at vi mente å være kommet inn i så dårlig fjell at omlegging av tracèen syntes å være det riktigste. Dette skjedde i september i fjor. (fig. 4).



Omlegging tracè

Da vi kom tilbake etter påskeferien i år, hadde det åpnet seg et hull i høyre vederlag. Gjennom hullet hadde det kommet inn store mengder stein og morene og så mye vann at deler av vegbanen var ødelagt. Vi besluttet derfor å plombere tunnelen med en betongvegg. Før forskalingen startet, kjørte vi ut ca. 300 m³ stein og morene.
Senere målinger viste at betongveggen tidvis ble utsatt for vanntrykk på 4 bar. Denne betongveggen er det meningen å sprenge vekk. Vi får dermed et billig bekkeinntak.

Vi har i dag kartlagt overflaten så pass at vi vet hvor mulige elveleier befinner seg. Vi håper selvsagt at det bare er ett hovedløp. Dette håper vi å verifisere ved å ta inn de potensielle elvene i området som vist på fig. 5.



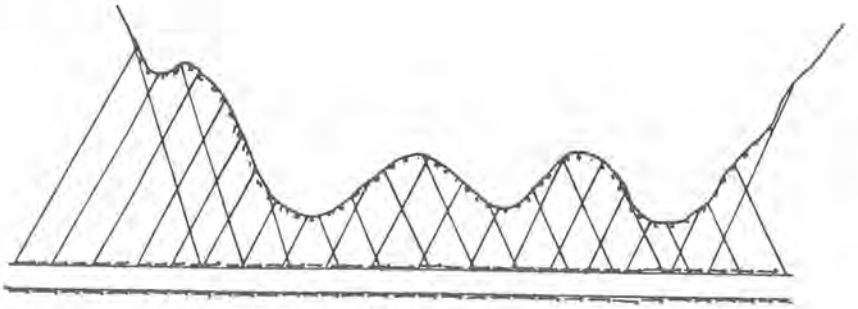
Inntak breelver

Vannet skal ledes ut gjennom spyletunnelen, og på et eller annet punkt skal vannføringen måles. Denne skal så sammenlignes med vannmengden som kommer ut ved brefronten.

Å finne breelvene kan imidlertid kan vise seg å være vanskelig.

Ved Folgefonnanlegget brukte de 4 år på dette arbeidet. Der drev de tunneler i mange retninger og kartla fjelloverflaten ved sonderboringer.

Til slutt sto de igjen med et fjellprofil som i prinsippet var som vist på fig. 6.

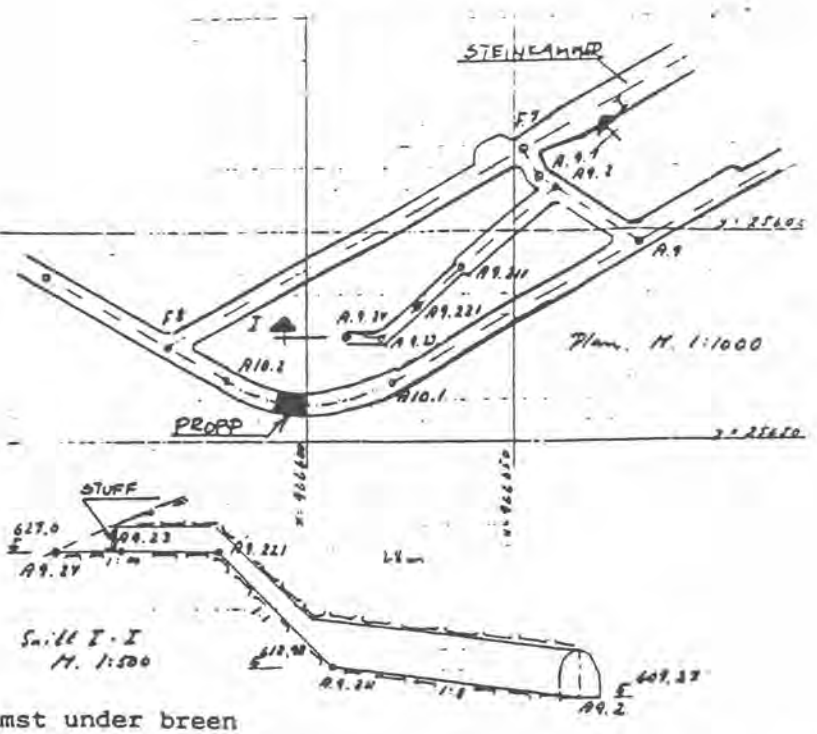


Fjellprofil
Folgefonnanlegget

Det var naturlig at elva befant seg i ett av de 3 dalsøkkene. Det ble så slått en sjakt ut i nærheten av antatt elveleie. Fra topp sjakt ble det smelteboret en istunnel for å finne og måle vannmengden. Til smelteboringen ble brukt vann med temperatur 40° C. Det ble også forsøkt med damp, men dette førte med seg så stor tåkedannelse at sikten ble null. En slik istunnel kan "drives" i lengde av maks. 30 m. Is under høyt trykk oppfører seg nemlig som en plastisk masse. Tunnelen vil derfor klappe sammen. Ved 30 m lengde vil derfor all energien i vannet gå med til å opprettholde tverrsnittet.

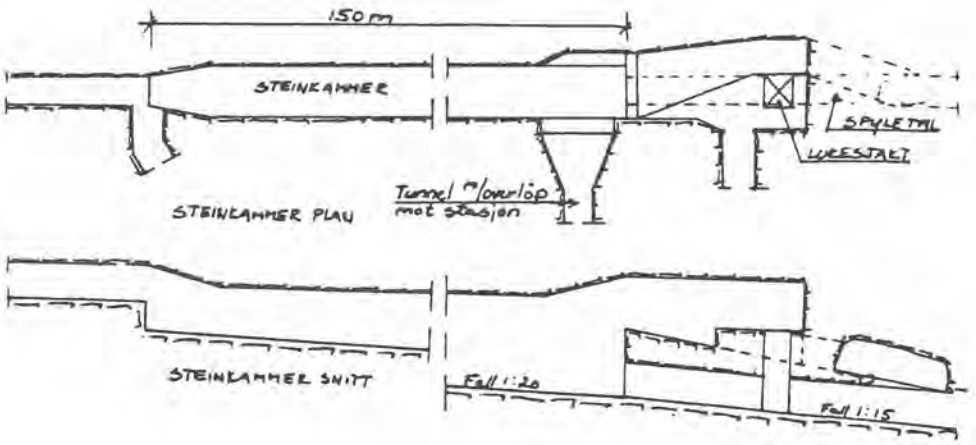
De 3 dalsøkkene var til alles forundring ikke vannførende og hele prosjektet ble vurdert å avsluttes og derfor ansees som mislykket. Som et siste forsøk ble "hylla" til venstre undersøkt. Der ble elva funnet og elveleiet har vært stabilt hele tiden.

Også vi skal forsøke med smelteboring. Fig. 7 viser hvordan vi har drevet tunnel og sjakt under isen. Det gjenstår knapt 1 m før vi har iskontakt. Siste salva blir tatt til vinteren når vannføringen er minimal. Denne adkomsten til isen skal også være en viktig faktor i et brelaboratorium som skal brukes av breforskerne etter at vi har forlatt arbeidsstedet.



Adkomst under breen

Breelva skal før den ledes inn i overføringstunnelen, føres inn i et steinkammer der stein og morenemasse skal sedimenteres (fig. 8).



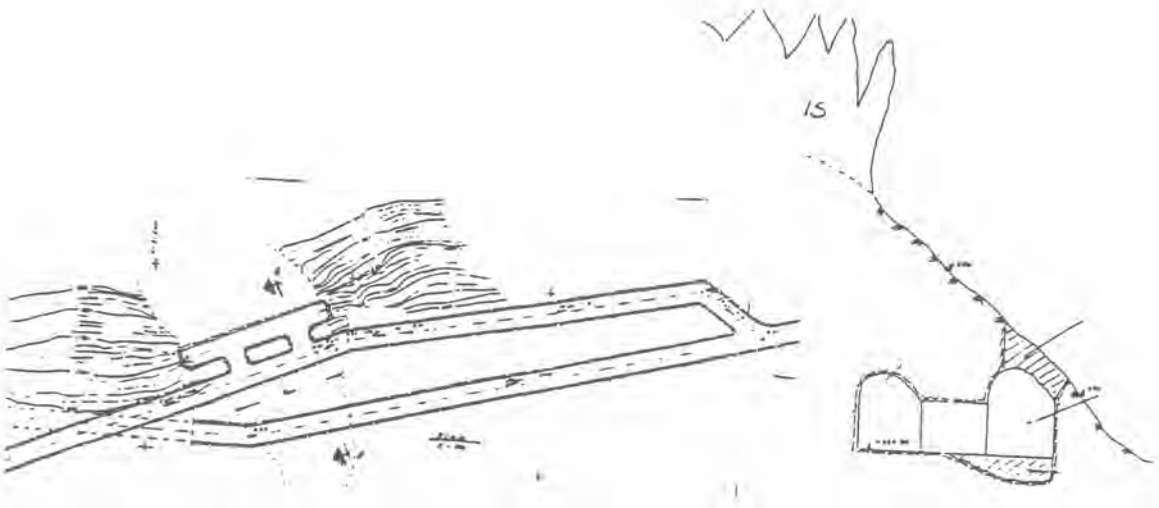
Steinkammer

Når steinkammeret er fullt av sedimenter, skal disse spyles ut gjennom en spyletunnel, hvorfra de føres inn under isen igjen. Denne spylingen er antatt å utføres en gang årlig, og det fordres en vannmengde på min. 4 m^3/s.

Steinkammer og spyletunnel er analogt med det på Folgefonnanlegget der alt har virket etter forutsetningene. Utspylingen på Engabren har ført til store protester fra naturvernhold. Vi hevder imidlertid at vi tilfører breen den samme massen vi høyere oppe har frarøvet den.

De fleste av bekkeinntakene er av konvensjonell art. Vi har imidlertid inntakskonstruksjoner som, i alle fall ved Statkrafts anlegg, er en nyskapning. Det mest spesielle av disse er inntaket av Fonndalselva.

Inntaket ligger midt i Fonndalsfossen og består av en utsprengt slisse i fjellet. (fig. 9).



Inntak Fonndalsfossen

I slissen blir vannet samlet opp og ført til et lite vann via en 800 m lang tunnel. Vannet blir her benyttet som sedimenteringsbasseng for breelva før den blir ledet inn i overføringstunnelen. Kritiske røster hevder at inntaksslissen om vinteren fryser full av is, slik at deler av vårflommen går tapt. Vi tror at temperert luft fra tunnelen vil holde slissen så pass åpen at vanntapet blir marginalt.

I alle fall er denne løsningen anleggsmessig vesentlig billigere enn den opprinnelige planen som gikk ut på å etablere et eget arbeidssted ved vannet hvorfra en 800 m lang tunnel med subglacialt inntak skulle drives.

I tillegg til smelteboringer er flere andre metoder forsøkt både med hensyn til å finne fjelloverflaten og breelvene under isen. I fleng kan nevnes breradar (med helikopter), fjellradar fra overføringstunnelen, geofonavlytting for å registrere elvebrus og det siste er VLF-målinger. Felles for dem alle er at de er usikre, og de må i alle fall kontrolleres ved sonderboringer.

Som det framgår av det foranstående vet vi ikke med sikkerhet hvor breelva befinner seg. Kanskje deler hovedløpet seg i mange løp. Kanskje befinner den seg på helt andre steder enn vi tror. Kanskje skifter den løp flere ganger årlig. I så fall kan dette arbeidet ta lang tid.

På Folgefonnanlegget brukte de 4 år. På et anlegg i de franske Alper tok det 12 år å finne elva.

Vi er optimister og mener og tror at vi skal greie jobben i løpet av kommende vinter.

SVARTISEN KRAFTVERK

ARRANGEMENT OG DRIFTSOPPLEGG I FORBINDELSE MED TILLØPSTUNNEL

1. ARRANGEMENT V/K.E. STENSBY

1.1 Kort historikk

Statkrafts generalplanlegging for kraftutbygging i Svartisen/Saltfjelletområdet begynte i 1973. Det ble i alt utarbeidet planer og konsesjonssøknad for 5 prosjekter:
Nord-Rana-, Beiarn-, Melfjord-, Saltdal- og Stor-Glomfjordutbyggingen.

Teknisk/økonomiske planer var ferdige i desember 1977. For Stor-Glomfjordutbyggingen (Holandsfjord kraftverk, med senere navneendring til Svartisen kraftverk) ble tillatelse til statsregulering gitt ved Kgl. res av 24.07.87.
Byggestart ble da foretatt umiddelbart.

1.2 Data for kraftverket

Pr. september 1991 er de viktigste data for Svartisen kraftverk:

Tilløp	1692 mill. m^3/år
Magasin, reguleringsgrenser	HRV/LRV = 585/460
Magasinvolum	3470 mill.m^3
Magasinprosent	205
Energiekvivalent	1.308 kWh/m^3
Installasjon	2x350 MW Francisturbiner
Maksimal driftsvannføring	150 m^3/s
Midlere produksjon	2150 GWh/år
Idriftssettelse (kommersiell)	01.12.92

1.3 Oversikt over tilløpssystemet

Svartisen kraftverk utnytter fallet fra magasinet i Stor-Glomvatnet og ned til Nordfjorden (en del av Holandsfjorden).
I tillegg til Stor-Glomvatnets eget felt tas det inn vann fra en rekke bekker og elver gjennom såkalte takrennesystemer:

Østoverføringen tar inn felter i Beiarn og Rana, og overfører til Stor-Glomvatnet. Denne overføringen hører ikke inn under det som regnes som tilløpssystemet, og blir ikke nærmere omtalt her.

Nord- og søroverføringene tar inn bekker og elver med avløp til Holandsfjorden og Glomfjorden. Vannet føres inn på tilløpstunnelen, og kan brukes direkte i produksjonen, eller det kan overføres til Stor-Glomvatnet for magasinering.

Generalplanen fra 1977 har i hovedtrekk denne løsningen:

- En 615 m råsprengt trykksjakt (45 grader) med tverrsnitt 49 m^2 fra stasjonsnivå opp til kt. 428.
- Tilløpstunnel med tverrsnitt 80 m^2 fra topp skråsjakt til inntak i Stor-Glomvatnet kt.460.
  Tilløpstunnelen skulle drives fra to tverrslag.
- Overføringstunnelene fra nord og syd. Disse skulle tas inn på tilløpstunnelen på ca. kt. 420-kt. 430.
- Svingesjakt fra topp trykksjakt.
- Inntaksluke og inntakssjakt.

Det vises til plan- og snittegninger (fig. 1 og 2).

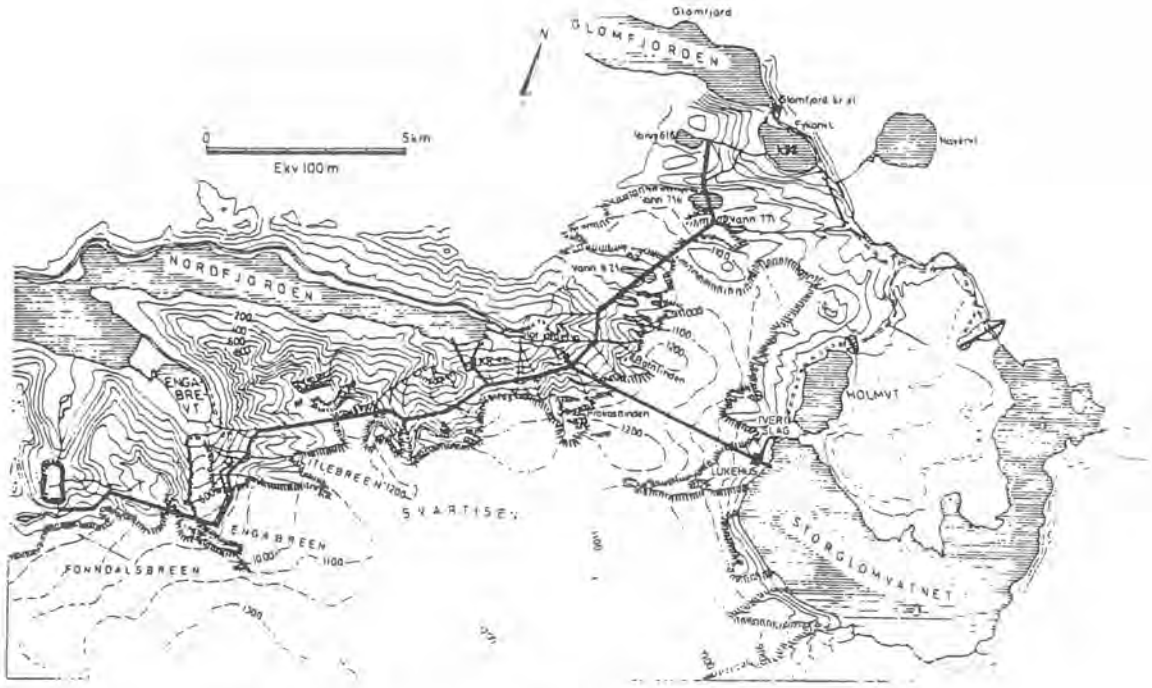


FIG. 1 GENERALPLANENS TILLØPSSYSTEM, PLAN.

ENDELIGE TRASEER ER NOE FORSKJELLIGE FRA DISSE.

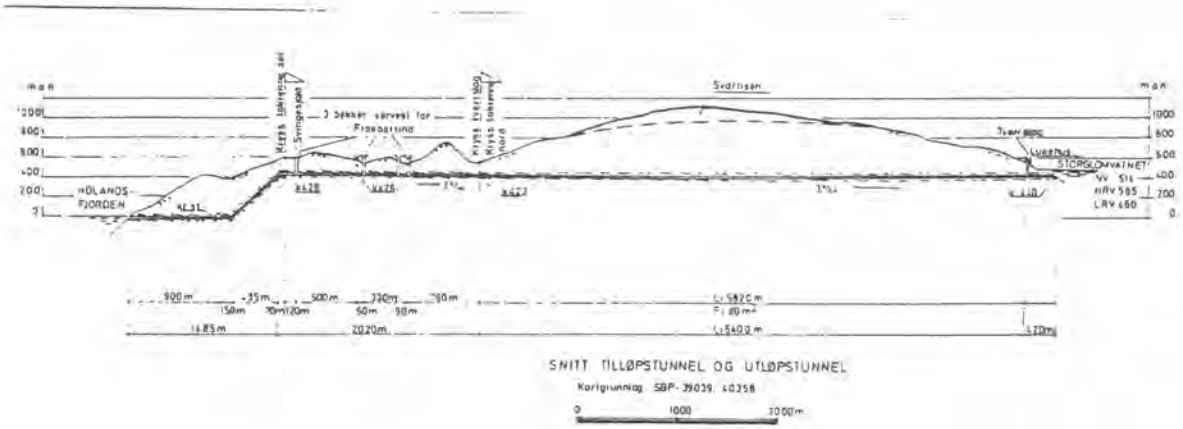


FIG2 TILLØP FRA GENERALPLANEN, LENGDESNITT.

I detaljplanleggingsfasen har det foregått en kontinuerlig prosess fram til dagens utvilsomt noe mer kompliserte løsning.

Forhold som er tatt med i vurderingene er bl.a. disse:

- generalplan og myndighetenes krav.
- vannføringer (gjennomsnittlige og ekstreme).
- driftsstrategi for kraftverket.
- reguleringsstabilitet
- svingegrenser ved avslag og pådrag
- sedimenter (mengder og kornfordeling)
- hydrauliske forhold, inkl. teoretiske beregninger og modellforsøk.
- økonomi (produksjonsinntekter og byggekostnader).
- geologi
- topografi
- drivemetoder, anleggsutstyr og -teknologi.
- landskapsvernmessige forhold

I forhold til generalplanen kan den endelige utformingen grovt skisseres slik:

- Tilløpstunnelen drives i sin helhet fra stasjonen.
- Vannet fra overføringstunnelene nord og sør tas inn på tilløpstunnelen på kt. 36, via en loddsjakt.
- På grunn av store sedimentmengder er det blitt nødvendig å etablere et sandfang (sedimentkammer) for sedimentering før vannet ledes videre til turbinene via loddsjakt og tilløpstunnel.

Systemet består i hovedtrekk av :

- Tilløpstunnel inkl. stålforet trykktunnel, konus, inntak, inntaksluker og lukesjakt.
- Overføringstunneler (takrenner) inkl. bekkeinntak.
- Inntaksluker (stengeluker) for overføringstunnelene.
- Sandfang (steinkammer) inkl. utløp fra kammeret.
- Tappetunnel - dvs tunnel fra utløpet av sandfanget til toppen av tappesjakta.
- Vertikal tappesjakt fra tappetunnelen ned til tilløpstunnelen.
- Svingetunnel inkl. bekkeinntak.

Systemet er vist 3-dimensjonalt på neste side (fig.3)

De enkelte deler omtales litt mer detaljert i 1.4.

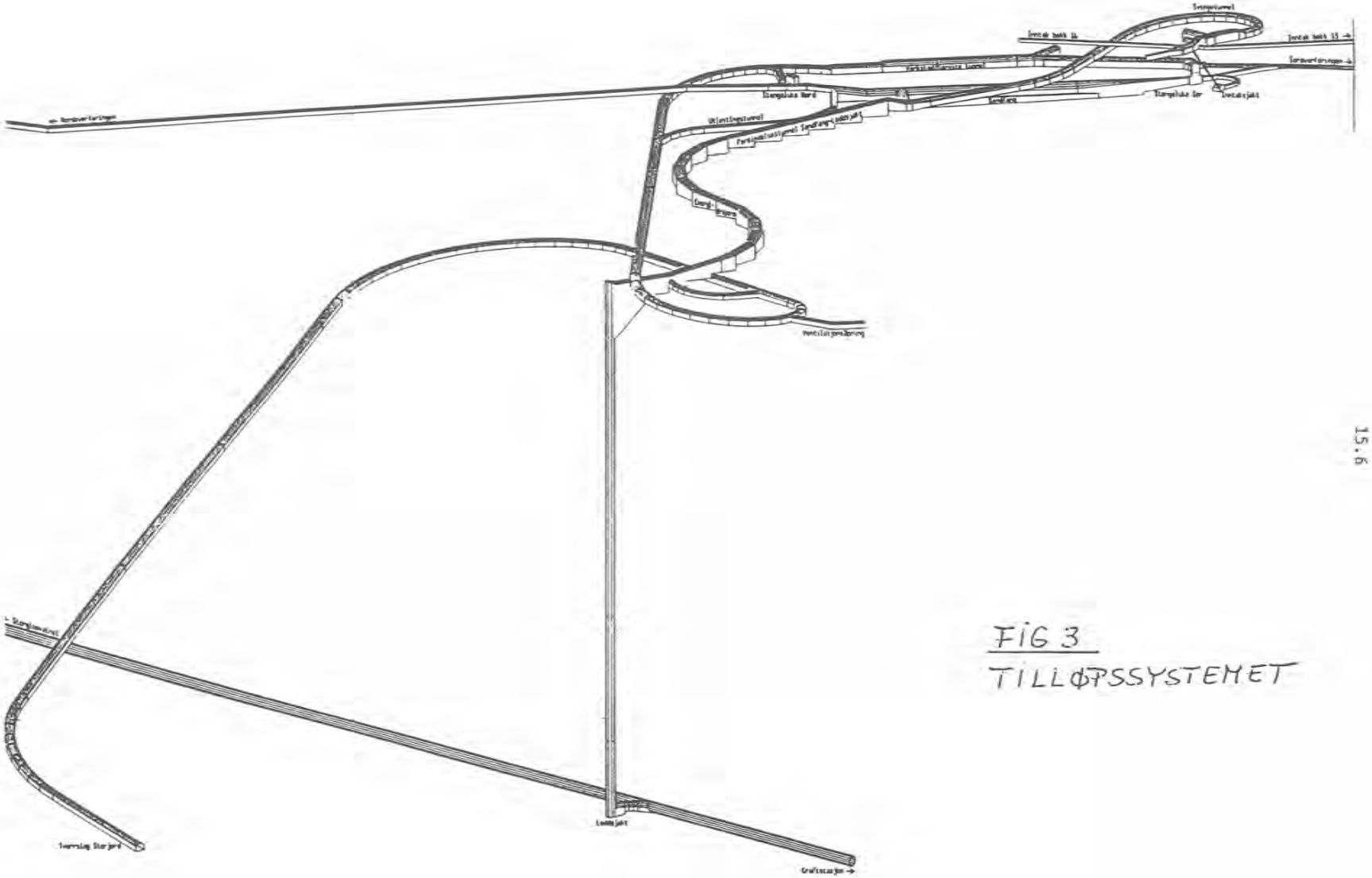


FIG 3
TILLØPSSYSTEMET

1.4 Tilløpssystemets enkelte deler

I det etterfølgende gis en kort beskrivelse av utforming og dimensjoner for de enkelte deler, samt noen av de forutsetninger og vurderinger som har vært avgjørende.

1.4.1 Tverrslag og hjelpetunneler

Tilløpstunnelen inkl.lukesjakt, trykktunnel og tappesjakt drives fra kraftstasjonsområdet.
De øvrige vannveiene i systemet (bortsett fra den sørligste delen av søroverføringen) drives fra et tverrslag med påhugg på ca. kt. 265. Tverrslagslengden fram til ca. kt. 550 ved sandfanget er ca. 2500 m, med et tverrsnitt på 42 m^2.

1.4.2 Tilløpstunnelen.

Tilløpstunnelen er i hovedsak drevet med TBM, D= 8.5 m.

Andre alternativer ble også vurdert:
- Trykksjakt + Tunnel (generalplanen)
- Konvensjonell sprengning
- To parallelle TBM-tunneler

Med TBM kunne hele tunnelen drives fra stasjonsområdet, og likevel holdes innen tidsterminene for anlegget. En unngikk dermed et kostbart tverrslag i inntaksområdet.

Nærmest kraftstasjonen går tunnelen over i ca. 200 m sprengt tunnel med tverrsnitt 76 m^2, deretter to ca. 120 m parallelle stålforete tunneler, D=3.9 m.
Det vises til figur 4.

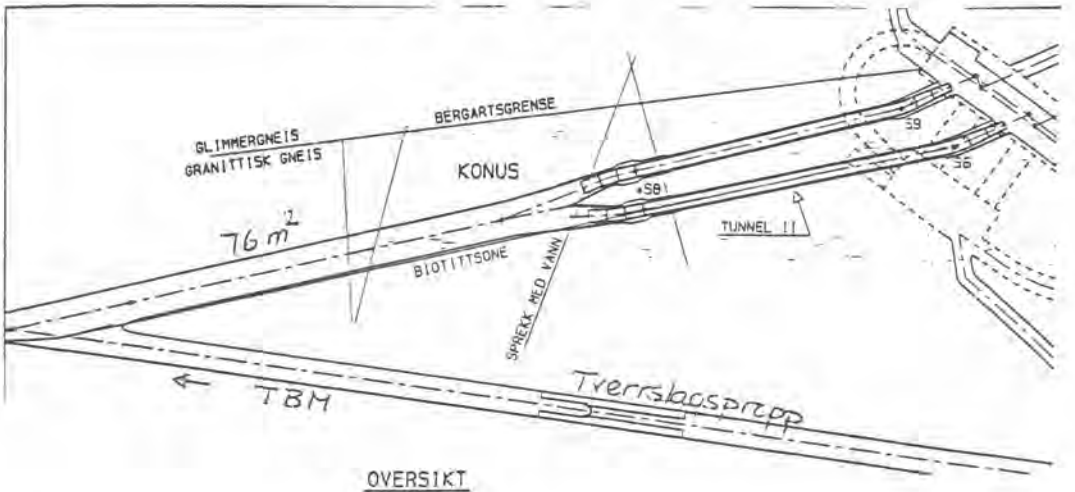
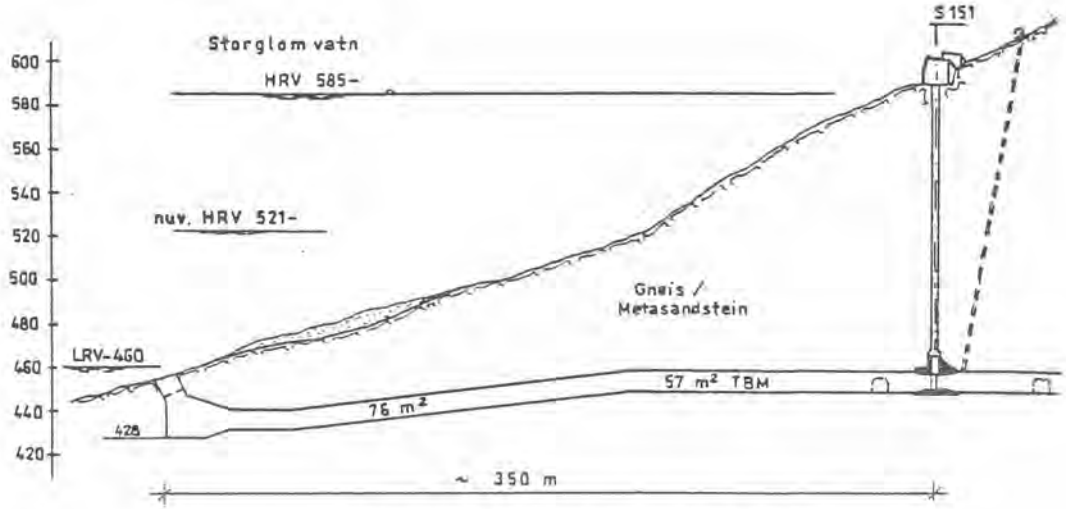


FIG 4. NEDRE DEL AV TILLØPSTUNNELEN, MED TRYKKTUNNELER.

Fra TBM-tunnelens endestuff sprenges ca. 210 m fram til utslaget i Stor-Glomvatnet, med tverrsnitt 76m^2. Denne delen og utslag er vist i fig. 5 og 6



Lengdesnitt inntak med luker

FIG 5

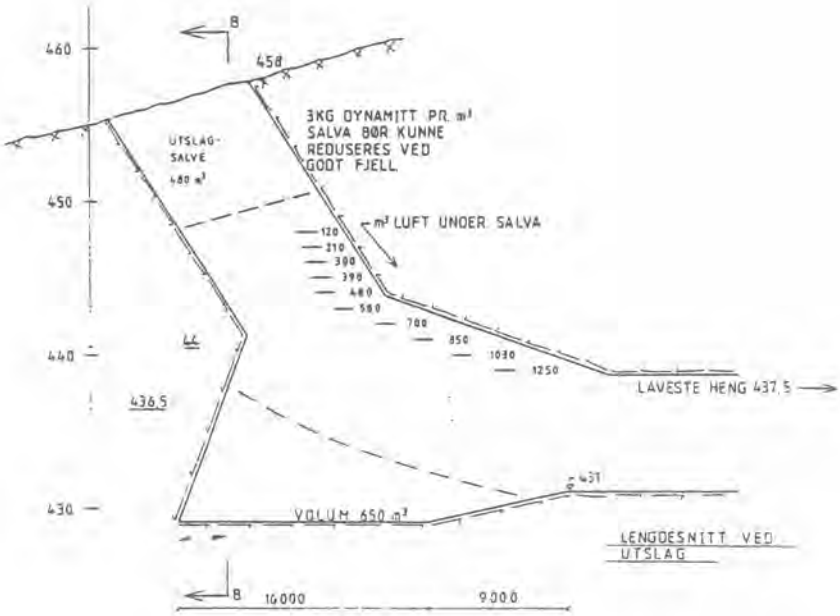


FIG 6 LENGDESNITT VED UTSLAG, FORELØPIG PLAN

1.4.3 Overføringstunnelene nord og syd (takrennene)

Takrenne nord overfører vann fra tilsammen 14 inntak i området mellom sandfanget og Glomfjorden.
Tunnelen har økonomisk minimumstverrsnitt for utlasting med hjultransport.
Det ble også vurdert skinnetransport, i tillegg til TBM.

Takrenne sør overfører vann fra tilsammen ca. 25 inntak i området mellom sandfanget og Fonndalen sør for Engabreen.
Fra sandfangområdet drives ca. 9 km med TBM, diameter er 3.5 m. Den sydligste delen drives konvensjonelt fra tverrslag ved Engabreen.
Tversnittet for TBM-delen er bestemt ved vanlig optimalisering: Inntekter av overført vann kontra tunnelkostnader.

Begge overføringstunnelene kan stenges ved hjelp av luker oppstrøms sandfanget.

En arrangementstegning for sandfangområdet er vist i fig. 7

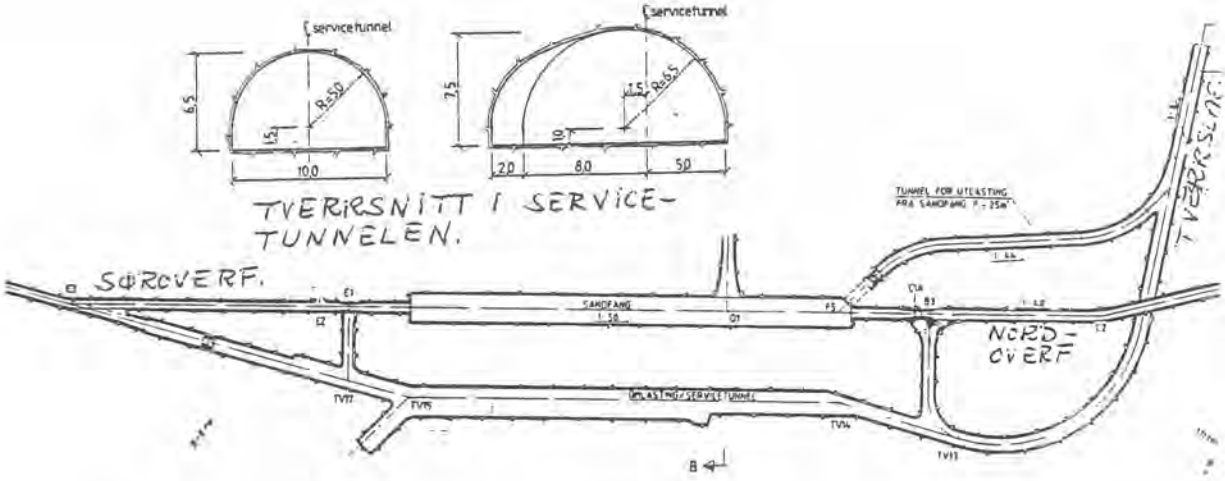


FIG 7. ARRANGEMENT I SANDFANGOMRÅDET. PRINSIPPSKISSE.

1.4.4 Sandfanget

Mesteparten av bekkene som tas inn på takrenne-tunnelene drenerer brefelter. Tunnelene, spesielt den fra sør, fører derfor store mengder sedimenter.

For å unngå uforholdsmessige store turbinslitasjer og dermed store vedlikeholdskostnader, må sedimentene skilles ut før vannet kommer til turbinene.

Til sandfanget stilles bl.a.følgende krav:
- Sedimenter med korndiameter større enn 0.3 mm skal skilles ut ved normale vannføringer, og 0.4-0.5 mm ved ekstreme vannføringer.
- Sedimenterte masser skal forbli stabile i sandfanget ved avslag/pådrag i stasjonen.
- Sandfanget skal kunne lagre forventet sedimenterte masser i løpet av et år, ca. 10 000 m^3, samtidig som sandfanget fortsatt er effektivt.

Sandfanget er utformet og dimensjonert ut fra teoretiske beregninger, og er senere testet i modell ved NHL.

Etter planen skal sandfanget tømmes ved maskinell utlasting en gang pr. år.

For dimensjoner etc vises det til de etterfølgende figurer 8. og 9.

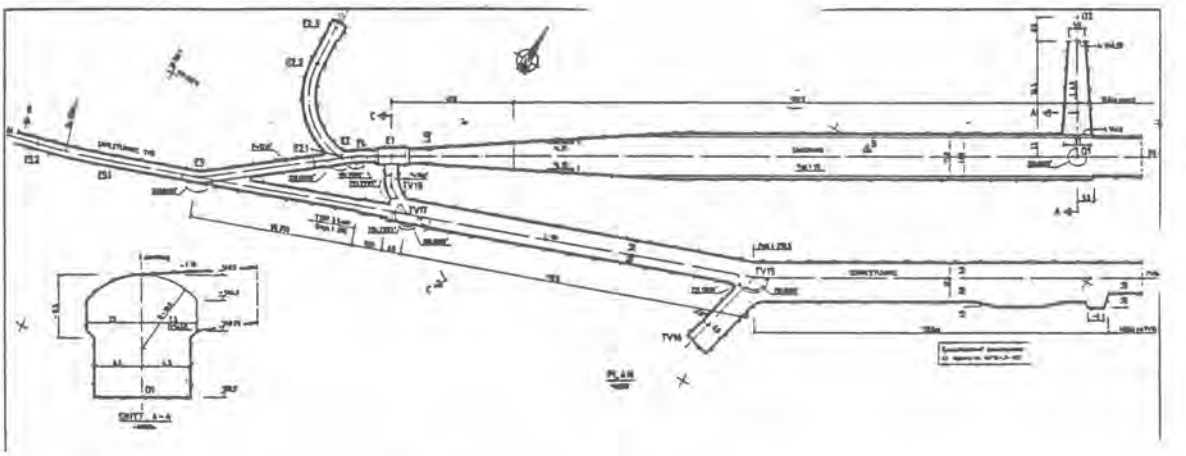
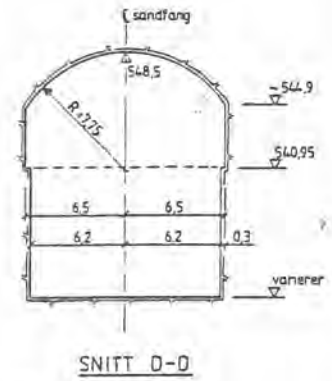


FIG 8. SANDFANG, DEL MOT SØR.



SNITT D-D

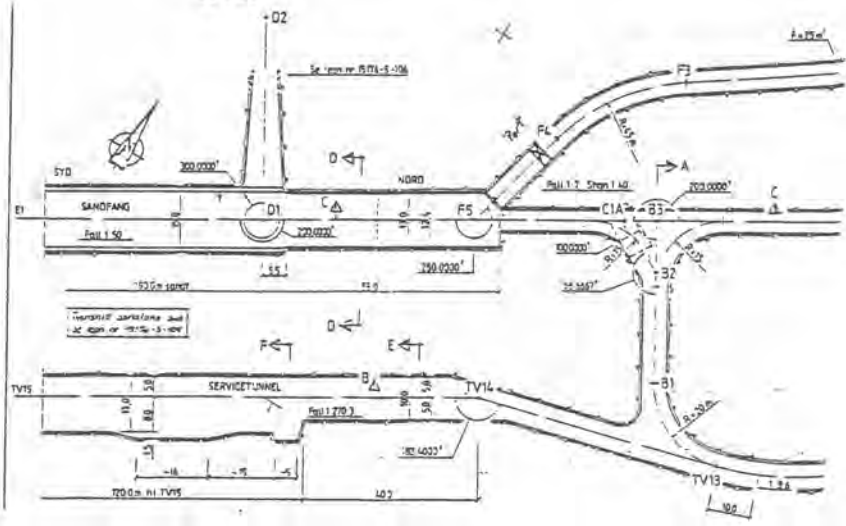
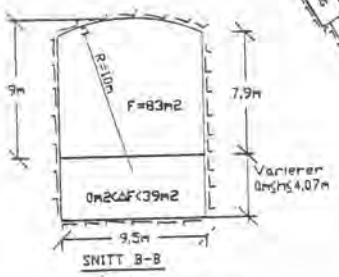


FIG 9
SANDFANG, DEL MOT NORD.

1.4.5 Tappetunnel

For å redusere muligheten for luftinnblanding og luftovermetning, bygges tappetunnelen med energi-drepere.
Arrangementet er utformet på grunnlag av teoretiske beregninger supplert med modellforsøk ved NTH.

En arrangementstegning er vist i fig. 10, og en detalj av utformingen av energidreper i fig. 11.



SNITT B-B

FORBINDELSESTUNNEL MELLOM TOPP LODDSJAKT OG SANDFANG

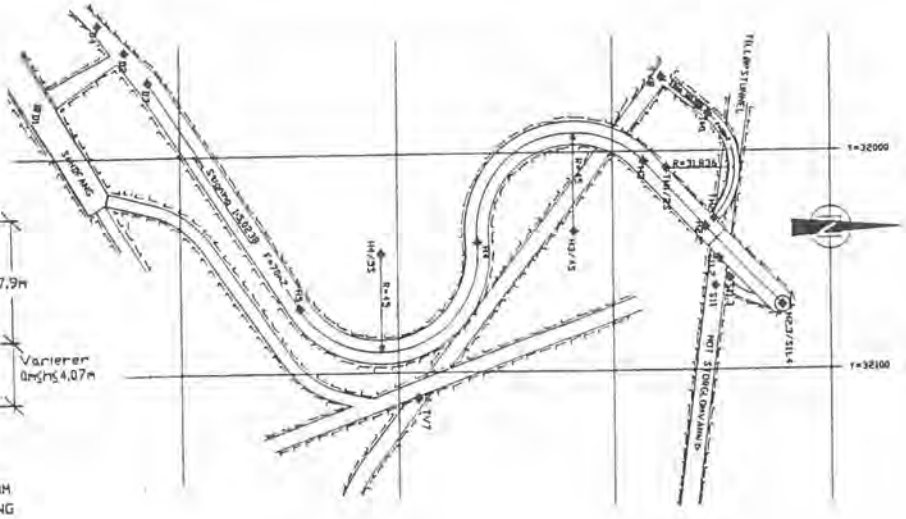


FIG 10 ARRANGEMENT FOR TAPPETUNNELEN.

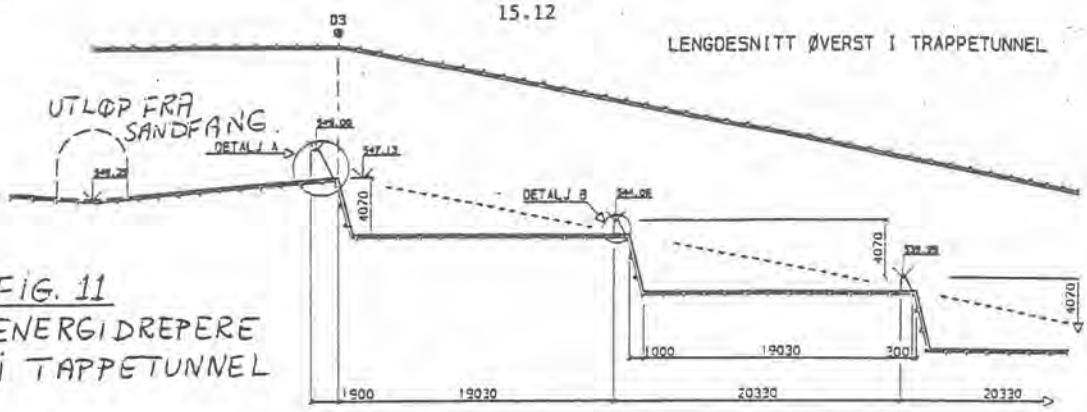


FIG. 11
ENERGIDREPERE
I TAPPETUNNEL

1.4.6 Tappesjakt

En vertikal tappesjakt leder vannet ned til tilløpstunnelen. Sjakta har bunn på ca. kt. 36, og topp ca. kt. 440.

Andre løsninger for vannveien fra sandfang til tilløpstunnelen er selvsagt også vurdert, bl.a:

-Skråsjakt helt opp
-Loddsjakt + skråsjakt i diverse varianter.

Arrangementet er valgt ut fra helhetsvurdering av mange faktorer, og det vil føre for langt å diskutere disse her.

Det vises til fig. 12.

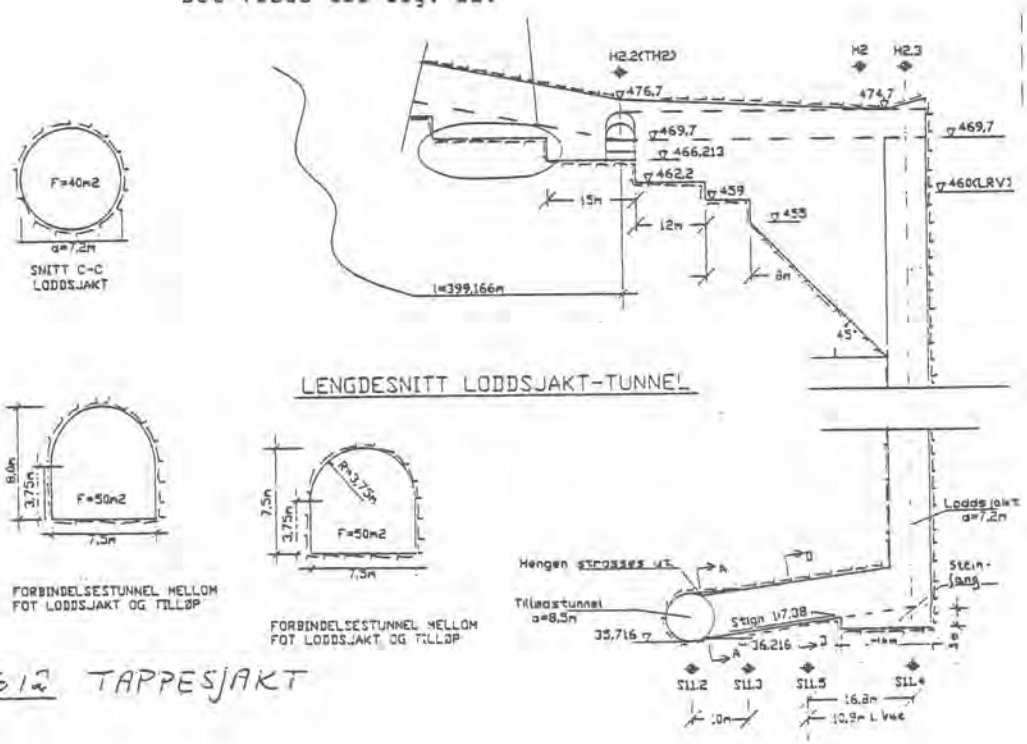


FIG 12 TAPPESJAKT

1.4.7 Svingetunnel

Kraftverkets svingesystem består av tilløpstunnel, tappesjakt, tappetunnel, sandfanget og en svingetunnel fra utløp av sandfanget opp til ca kt. 605.

Svingesystemet skal tilfredsstille de krav som stilles til reguleringsstabilitet samt til masseoppsving og svingegrenser ved avslag og pådrag.

Svingetunnelen blir nesten 400 m, og med et tverrsnitt på 40 m^2.

Fra toppen av svingetunnelen drives tunneler for bekkeinntak. På grunn av topografi og overhengende isbre, kan arbeidet med disse inntakene ikke utføres fra dagen.

Arrangementet for svingetunnelen er vist i fig.13.

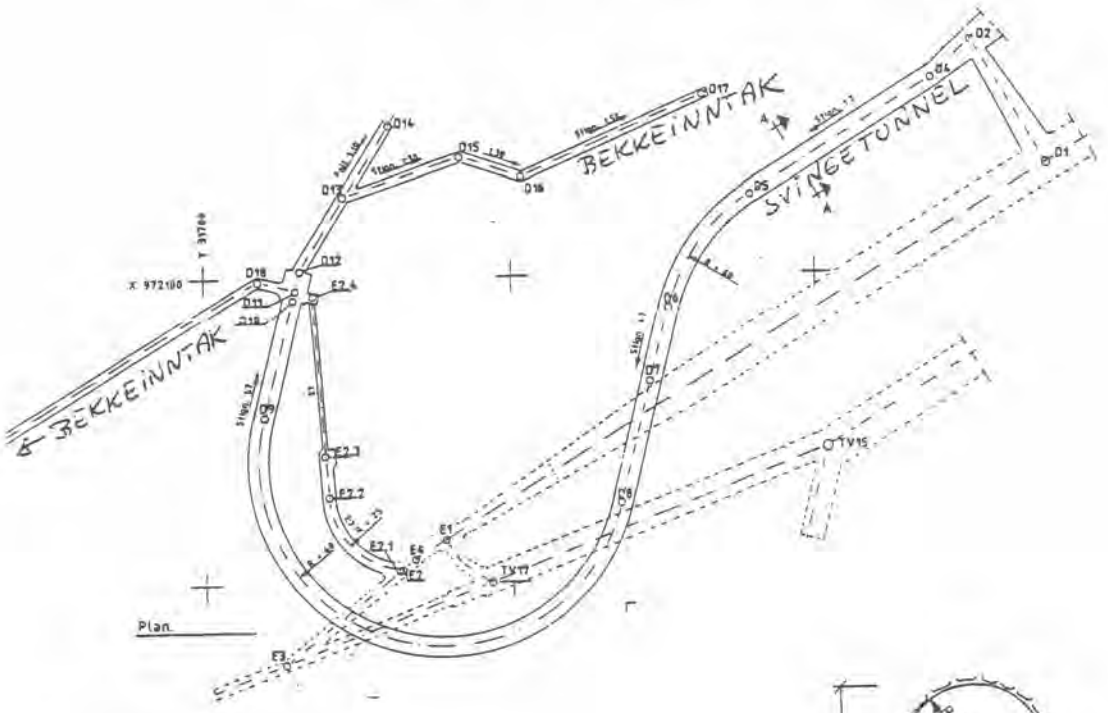


FIG 13
SVINGETUNNEL OG TUNNELER FOR BEKKEINNTAK

2. DRIFTSOPPLEGG

2.1 Tunnelsystemet i tilløpsområdet:

	Lengde m	Tverrsnitt m²	Stign.forhold %
Tverrslag :	2400	42	1:8
Takrenne nord :	7400	22	1:20
Svingetunnel :	480	40	1:7
Tappetunnel :	458	88-122	1:5
Tappesjakt :	415	40	lodd
Sandfang :		52000 m^3	
Takrenne sør :	9273	Ø 3,5 m	2,5-6,5/1000
Tilløpstunnel :	7300	Ø 8,5 m	1:14

Tverrslag, takrenne nord, sandfang og svingetunnel ble drevet som konvensjonell tunneldrift med hjultransport.

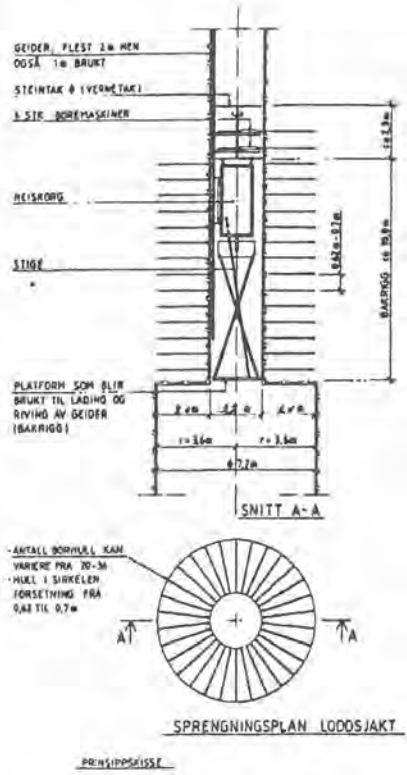
2.2 Tappetunnel

Tunnelen går fra topp loddsjakt til sandfang på meget hard stigning, 1:5. Det ble drevet toppstoll på 70 m² og deretter sprengt 4 m høye energidrepere for hver 20 m.

Driveutstyr toppstoll:

Boring :	Strømnes hydraulrigg, 3 bommer, 16 fot.
Lasting :	Brøyt X32 frontgraver og Cat 980C.
Uttransport :	14 m³ boggiebiler, 6-hjuls drift.
Bemanning :	3 x 4 mann på boring og lasting,nordsjødrift.
Driveutstyr energidrepere :	
Boring :	Rock 712 til presplitt, Strømnesriggen til stross.
Lasting :	Cat 980C
Uttransport :	14 m³ boggiebiler, 6-hjuls drift.
Bemanning :	3 x 3 mann på boring og lasting.

2.3 Tappesjakt



Den vel 400 m høye loddsjakta på 40 m² ble drevet i 2 etapper.
Pilotstoll på 9 m² med alimakheis, 2,4 m salver.
Strossing til 40 m² ved ringboring fra alimakplattform. Adkomst ovenfra.
Demontering av alimakguidere for hver salve.
Ringboring til diameter 7,9 m mot teoretisk 7,2 m. Mal ble kjørt regelmessig for kontroll av profilet. Ingen rensk eller sikring i utstrosset sjakt.
Bemanning 3 x 3 mann, nordsjødrift.
Drivetid pilotstoll 24 uker.
14 uker på de første 235 m stross.
Entreprisedrift.

2.4 Takrenne sør

Tunnelen slynger seg ca. 9300 m langs fjellsiden, nærmest mulig opptil bekkene fra breen. 8 kurver med radius 500 m utgjør ca. 40% av tunnellengden. Stigningsforhold 2,5% de første 3700 m, deretter 6,5%.

Fjellet består hovedsaklig av gneiser. 77% av tunnelen går i glimmergneis, 11% i kalkglimmergneis og granittisk gneis og 12% i kvartsitt.

Fullprofilboring ble valgt med bakgrunn i lang tunnel, gunstige bergarter, rask framdrift, tilgjengelig TBM og økonomi.

Statkrafts Robbins 3,5 m TBM ble innkjøpt til Ulla Førre i 1981. Før innsats på Svartisen hadde den boret 17,2 km på Ulla-Førre og Kobbelv. Den er ombygget 2 ganger. Første gang etter Ulla Førre da den ble ombygget fra 15,5" til 17" cuttere.
Andre gang etter Kobbelv da den ble overhalt og ombygd, vesentlig for å tilfredsstille strengere miljøkrav.

Maskin data for Robbins TBM 220:

Diameter	:	3,54 m
Cuttere	:	27 stk 17"
Max cutterbelastning	:	22 tonn
Motorer	:	4 stk a 200 hk
Omdreiningstall	:	10,8 omdr. pr. minutt
Steglengde	:	1,8 m
Vekt	:	100 tonn

Bakrigg:

Muhlhauser ensporet bakrigg. Koplet sammen med Californiapens slik at den fungerer som 2-sporet bakrigg.

Transportutstyr:

4 stk 15 tonns og 1 stk 9 tonns diesellok.
32 stk 7 m³ vagger med løs kasse.

Tippsystem:

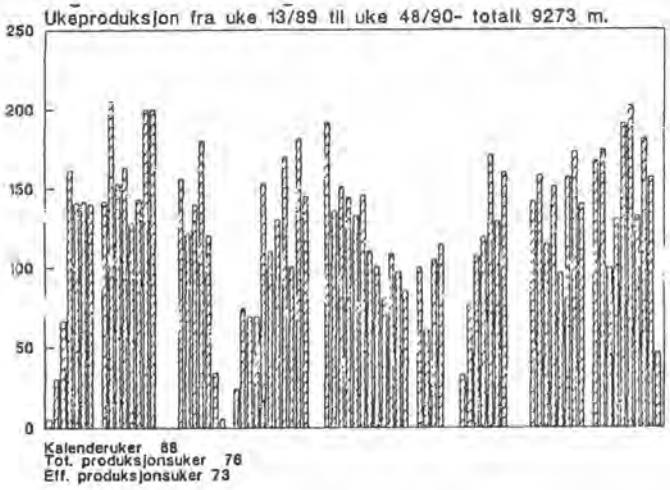
Tippbukk som løfter vaggen opp fra skinnegangen og tipper direkte i lastebil, setter vaggen på plass, rangerer fram ny vagg og setter den i tømmeposisjon.

Bemanning, nordsjødrift:

Operatør	:	1 x 3 mann
Reparatør	:	1 x 3 mann
Elektriker	:	1 x 3 mann
Lokkjører inntil 4000 m	:	1 x 3 mann
Lokkjører etter 4000 m	:	2 x 3 mann

Produksjon:

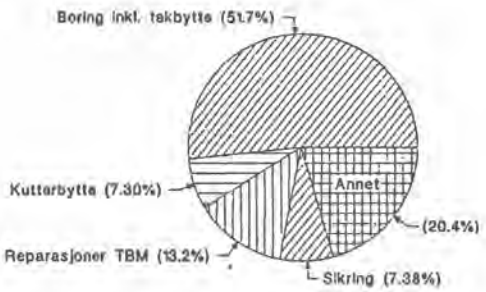
Montering TBM og bakrigg	4	arb.uker
Boring fra uke 13/89 til uke 48/90	73	"
Demontering TBM og bakrigg	3,5	"



I boretiden er inkludert 3 uker stopp for utstøping gjennom knusningssone. Det ble også en god del heft ved boring gjennom kvartsittsonene med stor slitasje og rep. på TBM og bakrigg. Boringen startet med 3 vaggesett à 7 vagger. Det første settet var under opplasting på bakrigg, nr. 2 på veg ut eller inn og nr. 3 sto i tømmeposisjon ved tippbukk. Ett lok og en lokfører besørget transporten. Ved pel 4000 ble lagt inn møtesløyfe, og vaggsett nr. 4 med ekstra lok og lokfører ble satt inn. Transport fra tippbukk til tipp, 2,8 km med fall 1:8, ble utført på enterprise av 1 stk. semitrailer med 25 m³ kasse.

Det har vært forholdsvis lite arbeidssikring bortsett fra ved boring gjennom 70 m knusningssone.

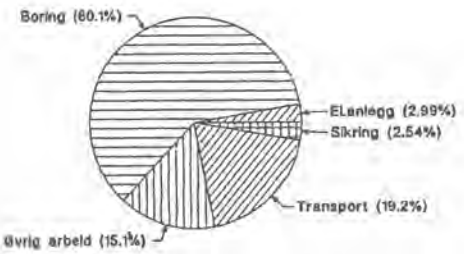
Maskinutnyttelse



Figuren angir fordeling av arbeidsoperasjoner for totalt 27900 manntimer.
Under "Annet" er inkludert transport 6,4% og vann, kabel og ventilasjon med 4%.

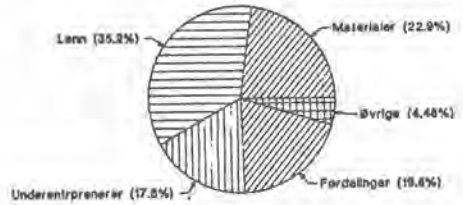
Kostnadsfordeling

Fordeling av kostnadene etter formål
Totale kostnader: 54.5 mill.



Vann, ventilasjon m.m. er innkludert i "Øvrig arbeid". Legging skinnegang, skinnetransport og biltransport ut tverrslag er inkludert i "Transport".

Fordeling av kostnadene etter arter



Kapitalkostnadene er inkludert i "Fordelinger"

Prognoser og resultater

	Mont./demont. transport 1000 kr	Boring kr/m	Sikring kr/m	Netto inndrift m/t	Ukeinndr. m	Merknader
NTH-prognose av 25.10.85. TBM Ø 3,5 m, 17" cuttere. Tillagt prisstigning til 1. kv. 90 på 36%.	860	8715	330	3,43	177	108 t/uke
Oppnådde resultater. Kostnader for permanent sikring kommer i tillegg.	4500	5723	150	2,78	127	100,8 t/uke

Gjennomsnittlig utnyttelse ble : 51,7%
" cutterlevetid : 9,1 m/cutter
Toppinndrifter: 4,4 m pr time
53 m pr døger
205 m pr uke
674 m pr måned

Den samme maskinen har nylig satt ny "personlig" rekord på Trollberget med 260 m i uke 39.

2.5 Tilløpstunnel

Tunnelen går fra kote 18 i Holandsfjord og 7300 m til lukesjakt ved Storglomvatn, kote 440. Stigningsforhold 1:14. Fjellet varierer mellom glimmergneis, glimmerskifer, metasandstein og granittisk gneis. Max overdekning på 900 m inkludert iskappe på 250 m. Fullprofilboring ble valgt etter omfattende forhåndsvurderinger. Robbins TBM, Ø 8,5 m, ble leid inn. Maskinen var den samme som Statens Vegvesen brukte på Eidsvågstunnelen i Bergen.

Maskindata for Robbins TBM 226:

Diameter	:	8,5 m
Cuttere	:	61 stk 17"
Max cutterbelastning	:	22,5 tonn pr. cutter
Motorer	:	11 stk a 216 hk
Omdreiningstall	:	5,81 omdr. pr. minutt
Dreiemoment	:	2916 KNm
Steglengde	:	1,88 m
Totalvekt inkl. bakrigg	:	550 tonn
Totallengde inkl. bakrigg	:	55 m

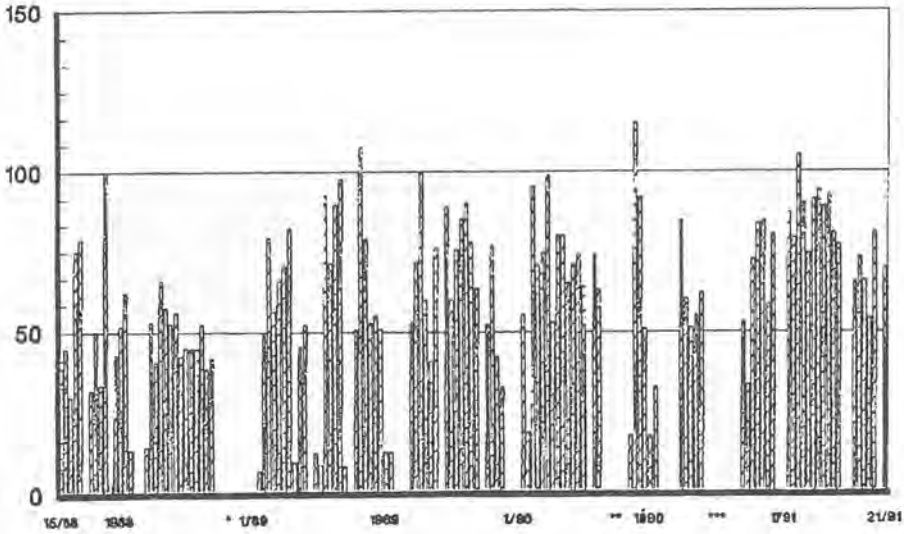
Bemanning, nordsjødrift

Operatør	:	1 x 3 mann
Reparatør	:	1 x 3 mann
Elektriker	:	1 x 3 mann
Laster, diverse	:	1 x 3 mann

Produksjon

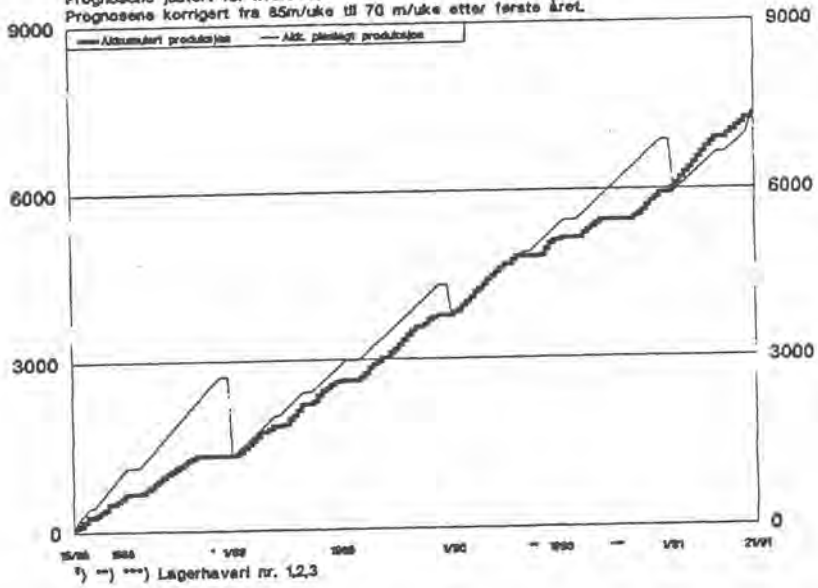
Montering TBM og bakrigg	7	arbeidsuker
Boring fra uke 15/88 til uke 21/91	138	"
Demontering TBM og bakrigg	7	"

Produksjonsoversikt Madam Felle



Fra uke 15/88 til uke 21/91
Totalt kalenderuker: 162
Totale boreuker : 126

Akkumulert produksjon og akk. planlagt produksjon Madam Felle
Prognosene justert for hvert år.
Prognosene korrigert fra 85m/uke til 70 m/uke etter første året.

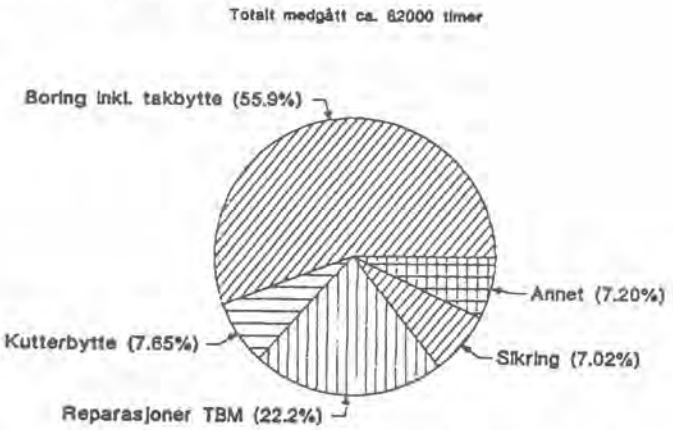


*) **) ***) Lagerhaveri nr. 1,2,3

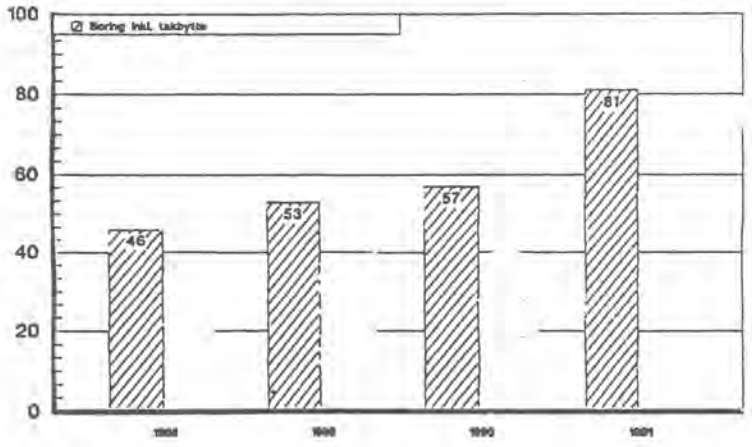
Uttransport på entreprise med 14 m³ biler som lastet fra silo på bakriggen. Vegbanen ble bygget opp 1,8 m over tunnelsåle med sentrisk plassert 30 cm drenasjeledning. Man unngikk snunisjer ved istedet å bruke flyttbar svingskive.

I boretiden er inkludert produksjonsheft, som 20 uker på 3 hovedlagerhavarier og medgått tid til sikringsarbeider ved stuff, m.a.: 25 m³ betongutstøping
250 m³ sprøytebetong
6900 fjellbolter
Partier med sprakfjell, knusningssoner med nesten ikke griperfeste og vanninnbrudd skapte også vansker for framdriften.

- Fordeling av arbeidsoperasjoner.



- Utnyttelse, dvs. boretid i forhold til total arbeidstid. Utvikling fra 1988 til 1991.



Utnyttelsen ble lav grunnet lagerhavarier, fjellproblemer og mye rep. på TBM. Først etter siste lagerskiftet med nykonstruksjon av innertetningen til hovedlager fikk man stabile forhold og god utnyttelse.

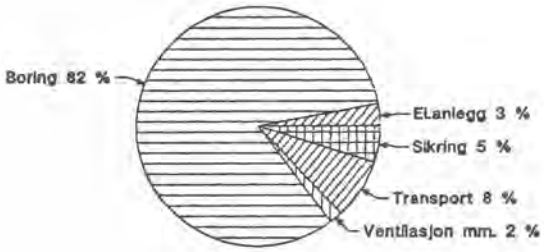
- Netto inndrift ble for hele tunnelen: 1,08 m pr time

- Totalt cutterringforbruk 3063 stk, dvs. 135 m³ pr cutter

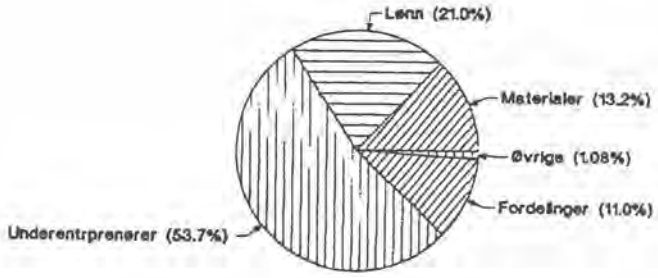
Kostnadsfordeling

Fordeling av kostnadene etter formål
Totale kostnader: 128 mill. kr.

Leiekostnadene for TBM er inkludert i boreandeler på 82%.



Fordeling av kostnadene etter arter



I gruppen underentrprenører ligger også alle kapitalkostnader

Prognoser og resultater

	Mont/demont transport 1000 kr	Boring kr/m	Sikring kr/m	Netto inndrift m/t	Ukeinndr. m	Merknader
NTH-prognose av 07.04.86 for TBM Ø 8,5 m, 17" cuttere, omdreiningstall 5,81, matetrykk 22 tonn pr cutter.	10400	16140	780	1,97	91	108 t/uke
NTH-prognose av 07.04.86 for alternativet med konvensjonell drift og tverrsnitt 103 m².		17215	4300			108 t/uke
Oppnådde resultater etter avsluttet boring. Permanent sikring kommer i tillegg.	11500	17040	740	1,08	53	100,8 t/uke

De opprinnelige prognosetallene er tillagt prisstigning i henhold til SSB-indeks, fram til 1. kv. 1990.

EDB-BASERTE HJELPEMIDLER FOR PLANLEGGING OG OPPFØLGING AV SPRENGNINGSARBEIDER

Siv.ing. Bjørn Erik Selnes, Anleggskontoret, Vegdirektoratet

Sammendrag

Statens Vegvesen har utviklet flere dataprogrammer for planlegging og oppfølging av sprengningsarbeider. Programmene kan kjøres på vanlige personlige datamaskiner, og er enkle å bruke, også for dem som ikke er vant til å benytte EDB-hjelpemidler.

I dette innlegget beskrives programmene for pallsprengning : *) teknisk og økonomisk alternativskalkyle, *) borplanberegning med utsettingsdata og masseberegning, *) økonomisk oppfølging av utsprengt salve og *) rystelsesberegninger/forsiktig sprengning. I tillegg omtales kort programmer for kontroll av utsprengte masser og profil.

Programmene er utviklet i regi av Anleggskontoret, Vegdirektoratet Sprengningsteknisk hovedkonsulent har vært SINTEF, BERGTEKNIKK ved siv.ing. Kjell Boye.

Programmene er tilgjengelige for brukere utenfor Statens Vegvesen.

Summary

The Norwegian Public Roads Administration has developed several computer programmes for planning and analysis of rock blasting. The programmes can run on standard personal computers, and are easy in use, also for those not familiar with computers.

This paper gives a description of the computer programmes for *) technical and economical analysis of rock blasting, *) drilling plan with mass calculation and data for staking, *) economic follow-up for rock blasting and *) vibrations/ restricted blasting. Computer programmes for control of masses and profiles are also briefly commented.

The programmes have been developed at the Construction Division, Directorate of Public Roads. The main consultant on rock blasting technique has been SINTEF, civ.eng. Kjell Boye.

All computer programmes are available for users outside the Road Administration.

0. Innledning

Selv om tradisjonelle vegarbeidsoperasjoner som sprengning og masseflytting ikke er en så dominerende del av de totale anleggskostnadene i Statens Vegvesen som tidligere, ble det i 1990 utført sprengningsarbeider for ca en halv milliard på riks- og fylkesveganlegg her i landet. Av dette var ca 200 millioner pallsprengning i dagen. (Ekskl. mva og riksveganleggene i Oslo).

Om lag 30 prosent av pallsprengningen utføres i ren entreprise, mens resten utføres med en blanding av innleide og egne ressurser. Innleide borvogner som arbeider etter bormeterpris og eget lademannskap er ingen uvanlig kombinasjon.
I vegvesenets maskinpark inngår også ca 20 egne produksjonsborvogner.

Mens sprengning i dagen tidligere var brukt som vintersysselsettingsoppgave med et stort innslag av håndholdte maskiner, skjer sprengningen i dag nesten utelukkende med moderne hydrauliske borvogner med strenge krav til effektiv produksjon.

Selv om enhetsprisene for sprengningsarbeider er vesentlig redusert det siste tiåret, vil kapasiteter og enhetspriser variere sterkt med de lokale anleggsmessige forhold.

I en slik situasjon er det viktig å ha hjelpemidler for å finne det mest rasjonelle sprengningsopplegget i det enkelte tilfelle, og ha løpende oversikt og dermed grunnlag for analyse av de resultater som oppnås.

Statens Vegvesen har på denne bakgrunn utviklet flere dataprogrammer som kan være nyttige hjelpemidler ved planlegging og gjennomføring av sprengningsarbeider.

Disse programmene er en del av Vegvesenets ANLEGGSPAKKE som er en omfattende samling EDB-programmer for bruk innen ulike områder av anleggsdriften.

Programmene er utviklet med forankring i anleggsfaglig miljø, og det er lagt stor vekt på at programmene skal være lette å bruke, og at arbeidsmetodikken hele tiden skal være lagt opp slik det er mest naturlig å angripe problemstillingene.

Staten Vegvesen har flere års erfaring med disse programmene som også er tatt i bruk i det svenske vägverket.

Programmene i tabellen under er av særlig interesse i forbindelse med sprengningsarbeider :

Program	Formål/beregning
ANSPROK	Alternativskalkyler for vurdering av kapasiteter og kostnader ved pallsprengning
SPRENG	Konstruksjon av borplaner ved sprengning av vegskjæringer og massetak
VIBRA	Beregninger knyttet til rystelsesmålinger og salveplanlegging. Anbefalte grenseverdier for sprengningsrystelser
ANSPR*	Oppfølging av sprengningsarbeider ved hjelp av regnearkmodeller. Normerte opplegg for oppfølging på forskjellig detaljeringsnivå

Ved årsskiftet 1991/92 vil disse programmene samles under ett felles program kalt ANPALL som i tillegg til funksjonene ovenfor vil inneholde en detaljert kalkyle- og analysedel basert på terrengmodellen som er målt inn i planfasen.

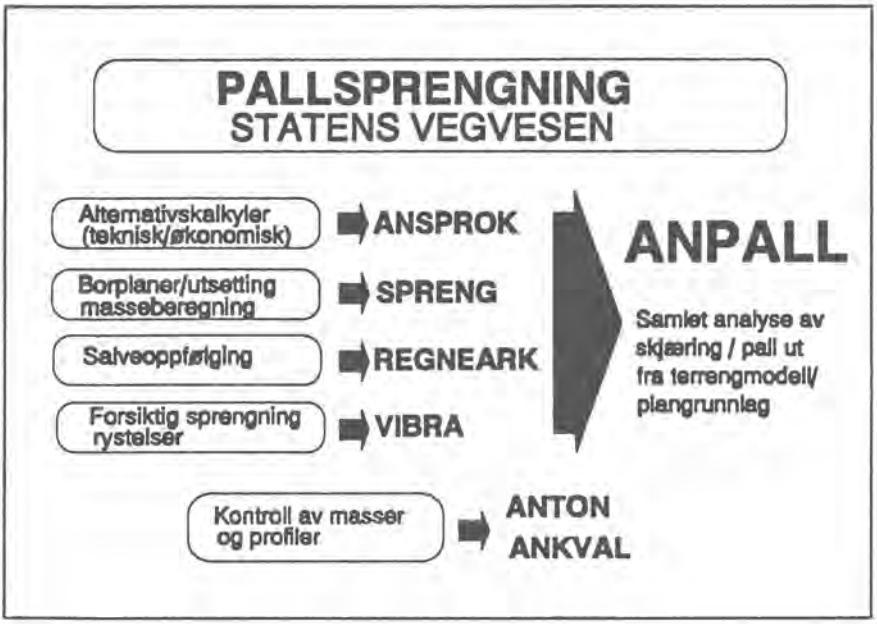
Beregningene i ANPALL kan altså utføres på planleggingsstadiet ved å benytte den terrengmodell som er målt inn i forbindelse med prosjekteringsarbeidet for det aktuelle prosjektet. Beregningene i SPRENG er basert på en terrengmodell som fremkommer ved at fjelloverflaten måles inn etter avdekning, d.v.s. nokså umiddelbart i tilknytning til utførelsen av sprengningsarbeidene.

SPRENG-programmet inneholder en masseberegningsdel som gir nøyaktig oversikt over utsprengte masser.

For kontroll av arbeider som utføres i entreprise, eller uten bruk av SPRENG, finnes det to dataprogrammer som kan være av interesse :

Program	Formål/beregning
ANTON	Masseberegningsprogram som gir rask og enkel oversikt over utsprengte masser (kan også brukes for andre arbeider)
ANKVAL	Kontroll av tverrprofiler og andre vegelementer (i sprengning spesielt knyttet til kontroll av utsprengt tunnelprofil)

Figur 1 viser skissemessig de ulike EDB-programmene for pallsprengning i Statens Vegvesen.



Figur 1. Oversikt EDB-programmer for pallsprengning i Statens Vegvesen

Alle dataprogrammene i vegvesenets ANLEGGSPAKKE er laget for vanlige personlige datamaskiner (PC med MS-DOS operativsystem), og det er lagt vekt på at de skal være enkle å installere og bruke.

Grafiske bilder anvendes i stor grad for presentasjon av beregningsresultater.

Disse kan tegnes ut på skjerm eller plotter.

For å kunne utnytte programmene SPRENG, ANTON og ANKVAL rasjonelt bør innmåling skje med totalstasjon.

1. ANSPROK

1.1 Generelt

Kostnader ved pallsprengning varierer sterkt fra anlegg til anlegg. Delvis skyldes nok dette at det finnes både "gode" og "dårlige" anlegg. Men andre forhold har som regel større betydning, slik som bergart, anleggstype, krav til utsprengt masse, topografi, maskinvalg, restriksjoner o.l. En direkte sammenligning av enhetsprisen fra ett anlegg til et annet kan bli direkte meningsløs hvis ikke disse forhold også tas med i vurderingen.

I totalkostnaden for pallsprengning inngår flere kostnadselementer.
De viktigste er:

- borkostnader
- sprengstoff og tennmidler
- ladekostnader

1.2 Hva gjør programmet?

ANSPROK er et alternativskalkyleprogram for pallsprengning, og det brukes som planleggingsverktøy for å vurdere kostnader og kapasiteter. Programmet er spesielt egnet ved vurdering av konsekvenser for kostnad og kapasitet når f.eks. sprengstofftyper, maskinvalg og teknisk utførelse endres. Det kan f.eks. brukes til å vurdere hvilke konsekvenser en endring i utformingen av konturen vil ha for kostnad og kapasitet.

Programmet beregner kapasitet og kostnad for utførelsen av sprengningen slik den er definert av brukeren. I tillegg til kapasitets- og kostnadstall, beregnes også tekniske parametre for sprengningen, slik som bormønster. Dette kan også tegnes ut på skjerm eller plotter.

Programmet har også innlagt tekniske data for aktuelle sprengstoffer samt priser for sprengstoff og tennmidler.

Programmet gir i utgangspunktet de kostnadene som er knyttet til selve pallsprengningen, og kostnader ved administrasjon, oppsyn m.v. er ikke lagt inn. For eksempel vil økte kostnader som følge av restriksjoner, bare kunne simuleres gjennom reduksjon av borkapasitetet eventuelt økning av bormeterpris.

1.3 Inngangsdata

Programmet trenger data som er knyttet til aktuelle sprengningsoppgaven, og disse opplysningene må legges inn av brukeren. Dette vil være opplysninger om hulldiameter, sprengstofftyper og tenningsopplegg både for brytningshull og eventuell kontur. Programmet kan sammenligne inntil tre definerte alternativer.

En viktig parameter for programmet er bergartens sprengbarhet, som gis gjennom en skala fra god, middels god til dårlig. Sprengbarheten må legges inn etter skjønn eller det kan brukes tidligere erfaringer. Den kan også tilpasses ved å tilordne skalaen til et gitt bormønster.

I programmet er det satt opp sammenheng mellom borhullsdiameter og dimensjonerende sprengstofforbruk slik at alternativer med ulike borhullsdiametre i utgangspunktet skal få samme brytning.

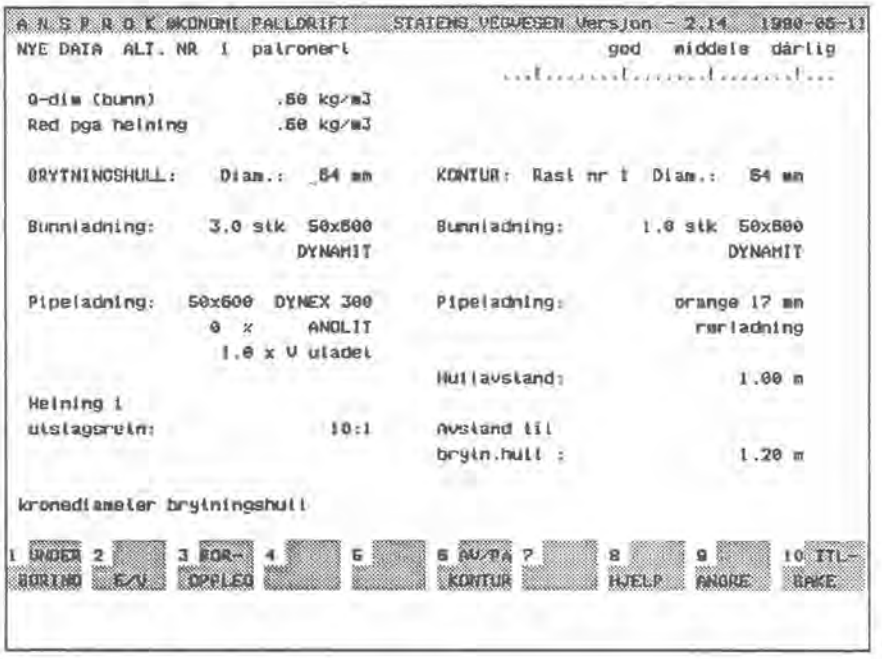


Fig 2. Inngangsdata sprengningsparametre

Figur 2 viser skjermbildet hvor de sprengningstekniske parametre legges inn.

Innlegging av data for pris og kapasitet boring kan gjøres på forskjellige måter. I sin enkleste form kan det legges inn fast bormeterpris og basis skiftkapasitet. Det kan også gjøres en detaljert beregning av kapasitet og pris i programmet etter andre modeller. Programmet inneholder en database over erfaringstall for borkapasitet ved ulike borhammere og bergartsforhold.

Dette illustrerer en viktig side ved programmet - det kan brukes på ulikt nivå fra en enkel vurdering til en spesialisert sprengningsteknisk analyse avhengig av brukerens bakgrunn.

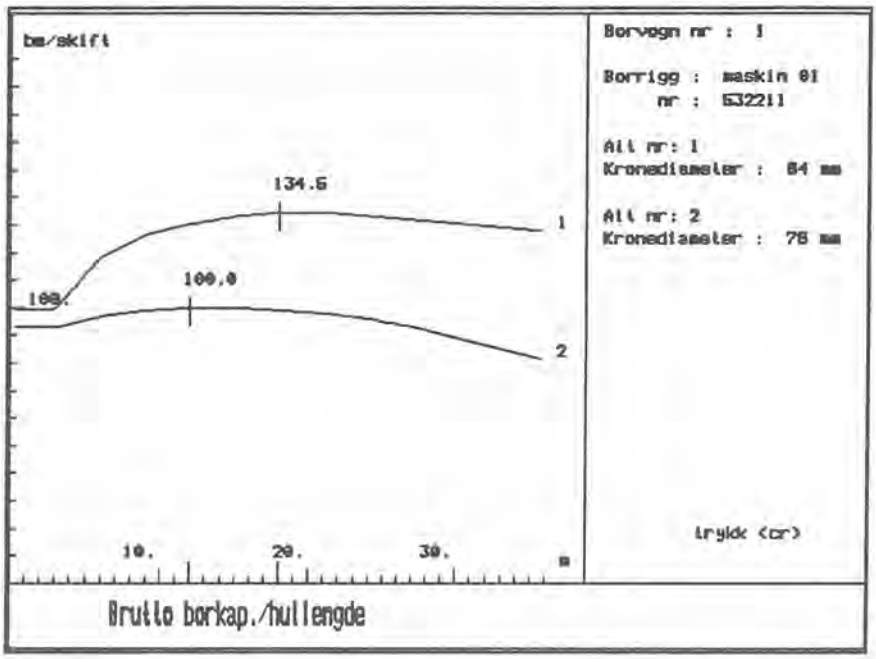


Fig 3. Borkapasitet som funksjon av pallhøyde

Figur 3 viser eksempel på beregning av brutto borkapasitet som funksjon av pallhøyde for en borvogn med to ulike borkroner.

ANSPROK beregner en rekke tekniske og økonomiske data som beskriver de ulike sprengningsoppleggene. De viktigste er kostnader med tilhørende sprengstofforbruk.

Fig 4 viser eksempel på utskrift til skjerm av en kostnadsberegning. I tillegg kan det tas ut grafiske bilder som beskriver bormønster samt tekniske og økonomiske funksjoner ved varierende pallhøyde eller pallbredde

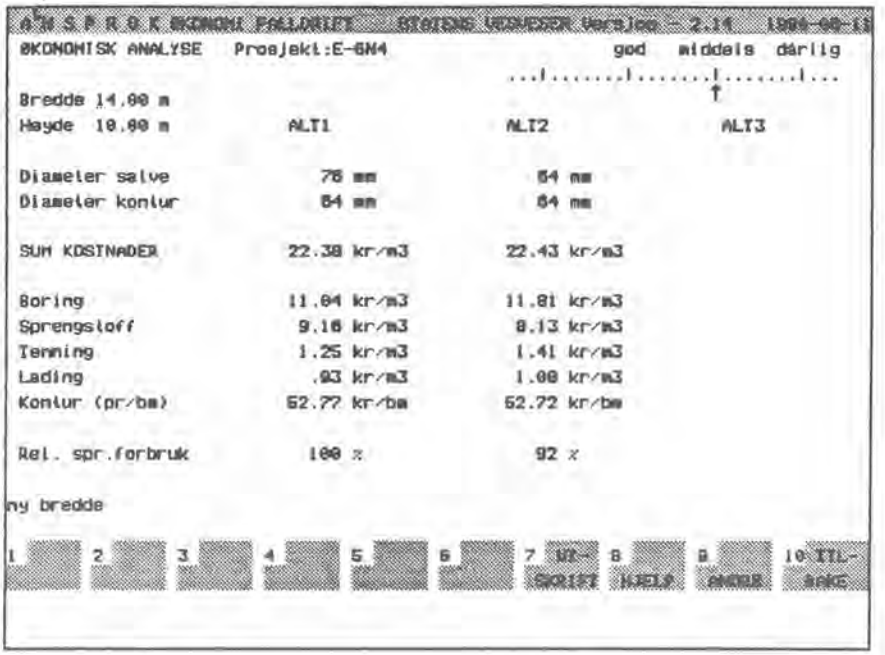


Fig 4. Kostnadsberegning.

2. SPRENG

2.1 Generelt

Programmet beregner borplaner ved pallsprengning. Det er i første rekke beregnet på bruk i vegskjæringer, men har også vært brukt ved massetak.

Grunnlaget for et godt sprengningsresultat legges ved boringen. Den bestemmer i stor grad hvor mye sprengstoff som plasseres og fordeles i salven.

En riktig boret salve betinger at:

- bormønsteret planlegges slik at det under lading oppnås riktig fordeling av sprengstoffet i salven.
- ansettet for hvert hull plasseres riktig i forhold til det planlagte mønster.
- hullene bores nøyaktig i forutsatt retning og til riktig dybde.

Tradisjonelt bestemmes ansettet av det enkelte borhull av borvognfører eller skytebas. I kupert terreng og med boring på kast kan det være vanskelig å bestemme riktig ansett og ikke minst riktig bordybde.

Programmet har vært i bruk i flere år. Erfaring viser at anlegget og omfanget av pallsprengning bør være over en viss størrelse for at SPRENG skal kunne utnyttes fullt ut. Dette skyldes at det krever ressurser både innenfor stikning (innmåling, utsetting) og kjøring av selve programmet.

2.2 Hva gjør programmet?

SPRENG er i første rekke et styringsverktøy for sprengningsarbeidet. Det gir anlegget god kontroll med de sprengningstekniske data (bormønster, bordybder, sprengstofforbruk). Disse data gir også grunnlag for å gjøre de nødvendige endringer i salveopplegget når det oppstår behov for det.

Ved bruk av programmet legges vanligvis hullene på kast (3:1) i utslagsretningen, noe som minsker borhullenes innspenning og reduserer sprengstoffmengde og antall bormeter.

I SPRENG kan disse hovedberegninger gjøres:

- Masseberegning av vegskjæring på grunnlag av innmålte terrengdata. Beregning av jordmasser/utskiftningsmasser.

- Beregning av bormønster, nøyaktige borhullslengder samt data for utsetting av brytningshull og konturhull.

- Angivelse av ladningsmengde for hvert enkelt borhull og for en gitt strekning av pallen (normalt 10 m).

2.3 Inngangsdata

Fra andre program forligger det plandata for vegtrasèen, og disse data kan overføres til SPRENG.

Fjelloverflaten kartlegges med totalstasjon. Data tolkes i en egen terrengmodell, som er grunnlaget for masseberegning og terrenghøyder for borplan. Programmet gjør bruk av et betydelig antall målinger med teodolitt og avstandsmåler for registrering av terrengdata. Anlegget bør derfor ha tilgang til totalstasjon med elektronisk lagring av data (målebok).
Borhullsdimensjon, sprengstofftyper og -dimensjoner legges inn i programmet gjennom meny for sprengningsparametre. Bormønsteret styres hovedsakelig ved en skala for sprengbarhet. Data legges inn på samme måte som for **ANSPROK**. Data kan også hentes direkte fra dette programmet.

Når programmet tas i bruk på et anlegg, skjer dette i nær kontakt med de som har ansvaret for sprengningsprosessen. Tilpasning av bormønster og sprengstofforbruk gjøres i samarbeid med skytebasen.

Gjennom justering av de sprengningstekniske inngangsparametrene kan utforming av borplanen endres ved behov. Dersom sprengningsresultatet etter en salve tilsier at neste salve bør justeres, kan ny borplan beregnes og settes ut på kort tid.

2.4 Beregningsresultater

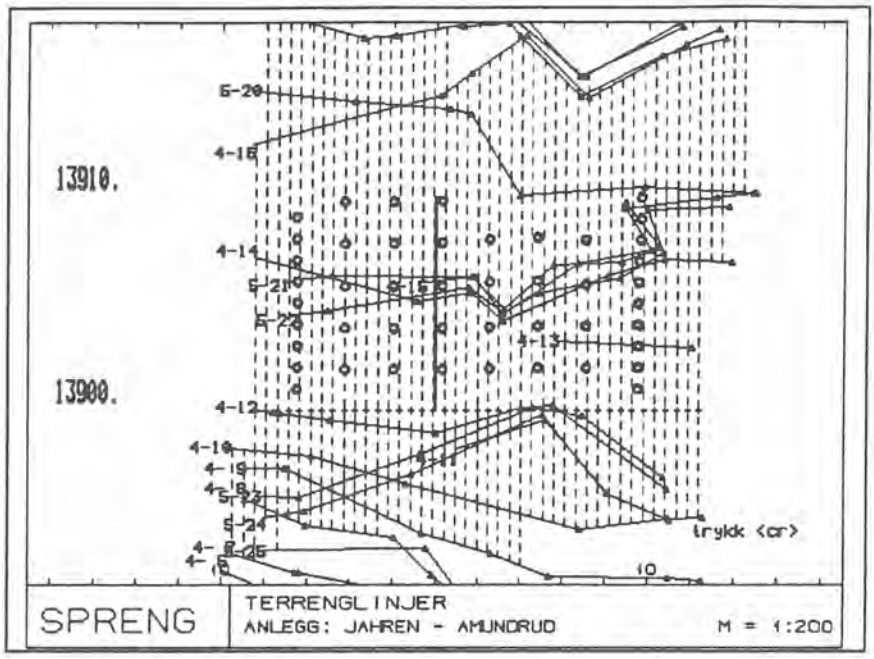
Programmet gir følgende beregningsresultater:

masseberegning Masseberegningen er basert på plandata og de innmålte terrenglinjer. Denne beregningen er langt mere nøyaktig enn tradisjonelle metoder.

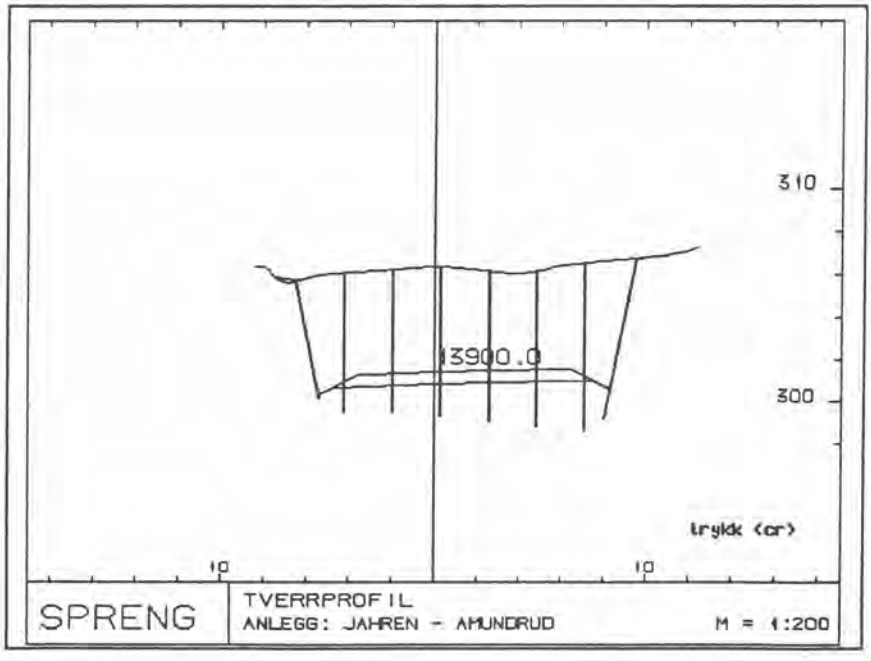
utsettingsdata Alle borehulls plassering på pallens overflate blir beregnet. I tillegg beregnes hulldybde, noe som er vesentlig for å forhindre unødvendig underboring.

ladedata Det beregnes ladningsmengder for hvert enkelt hull. Der sprengningsarbeidet er pålagt restriksjoner, er dette viktig informasjon når tennplan skal lages.

Figur 5 viser eksempel på opptegning av borplan på skjerm, og figur 6 viser et tverrprofil av samme salve hvor borhull og vegbane er inntegnet



Figur 5. Måtelinjer og borplan på skjerm



Figur 6. Tverrprofil med inntegnet borplan

4. SALVEOPPFØLGING I REGNEARK-MODELLER

4.1 Generelt

Resutatene fra kalkyleprogrammet ANSPROK kan overføres til vegvesenets produksjonsplanleggingsprogram (ANPROD), og benyttes i budsjett- og produksjons-oppfølging. Dette skjer imidlertid som regel på et grovere nivå med månedlige resultatrapporter.
Dersom det ønskes en spesiell analyse og oppfølging av sprengningsarbeidene, kan arbeidslederen ta ut de forutsatte produksjonskapasiter, og lage en korttidsplan for forventet kapasitet og produksjon.

Ved å benytte en enkel form for salveoppfølging kan de faktisk oppnådde resultater registeres direkte etter at hver salve er skutt.

Dette gir mulighet for umiddelbar analyse av sprengningsresultatene, og gjør det mulig å gi umiddelbar tilbakemelding til alle som deltar i arbeidet. På den måten opparbeides det interesse for resultatene, og diskusjon av eventuelle tiltak for å bedre produksjonen kan skje direkte i tilknytning til sprengningen.

I prinsippet kan en slik oppfølging skje manuelt, men i Statens Vegvesen har vi valgt å benytte regnearkmodeller for å gjøre beregningene. Dette gjør selve beregnings-arbeidet enkelt da resultatene fremkommer direkte av regnearket, og de kan dessuten illustreres grafisk. Grafiske illustrasjoner vil ofte være et godt utgangspunkt for diskusjon da det er lett å få fram de elementer som påvirker resultatet.

Ved Anleggskontoret er det laget tre normerte modeller for oppfølging på ulikt detaljeringsnivå (enkel oppfølging, enkel oppfølging m/kontur, detaljert oppfølging). Disse modellene kan tilpasses det enkelte anlegg slik at de skreddersys i forhold til det opplegg som benyttes.

Modellene er laget i LOTUS 1-2-3. De kan også kjøres som egne programmer uavhengig av LOTUS, men da med begrensede grafikkmuligheter.

4.2 Hva gjør programmet?

Regneark-modellen gir en løpende beregning av sprengningsresultater, vanligvis tilpasset salveoppfølging med resultater for hver salve.

Detaljeringsnivå og rapporteringsfrekvens kan tilpasses anleggets behov.

Programmet er et supplement til den ordinære regnskapsoppfølgingen, og bruken kan om ønskelig varieres over tid.

Det er lagt inn noen enkle menyvalg for å lette bruken for dem som har begrenset erfaring i bruk av regneark.

4.3 Inngangsdata

Inngangsdata er enten vanlige arbeider-, maskin- og oppmålingsrapporter, eller spesielt tilpassede rapportskjemaer for ressursforbruk, eller eventuelt en kombinasjon av disse. Rapporteringsskjemaene kan gjøres enkle og skreddersyes det aktuelle sprengningsopplegget.

Nedenfor er vist et eksempel på rapportskjema (enkel oppfølging uten kontur-sprengning- Felt for type bør forhåndsutfylles).

STATENS VEGVESEN SPRENGNINGSOPPFØLGING

Salve nr _____ Dato sprengt _____ Sign _____

Ressurser (maskiner, folk)

Type	Enh						Sum

Sprengstoff/tennere

Type	Enh	Mengde

Borstål m.v.

Type	Enh	Mengde

. . . . . .
. . . . . .

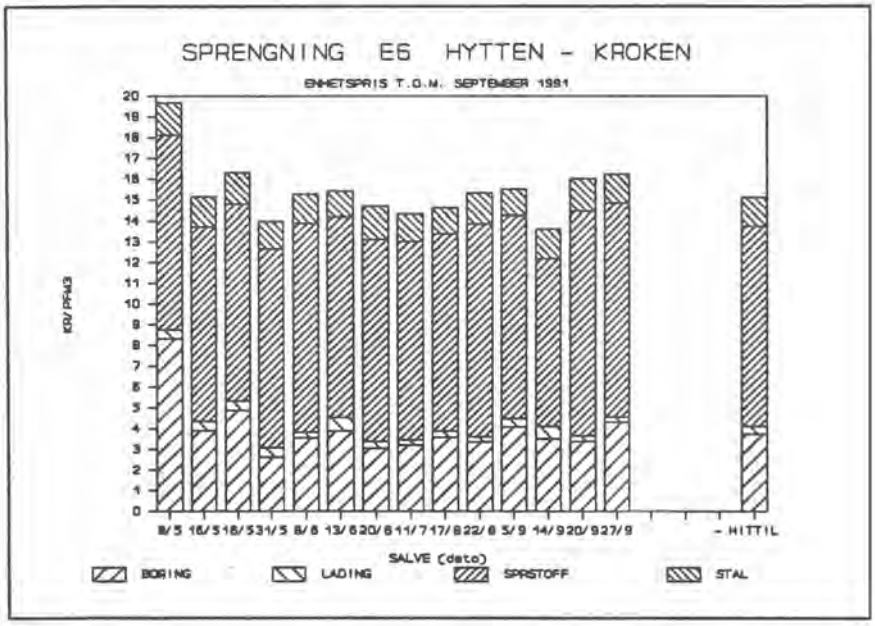
3.4 Beregningsresultater

Regneark-modellene gir kostnader, enhetspriser og kapasiteter for hver salve (eventuelt periode) og totalt.
Resultatene presenteres både i tabellform og i ulike grafiske fremstillinger.

Kostnader og enhetspriser er fordelt på boring, lading, sprengstoff/tennere og borstål, mens kapasiteter angis både i m3 og bormeter.

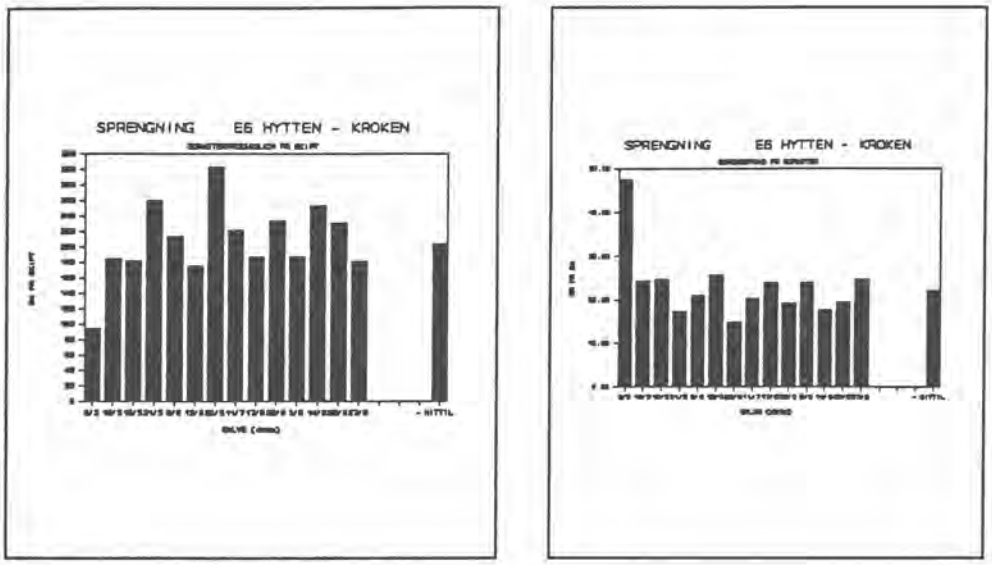
I tillegg presenteres andre data som spesifikt sprengstofforbruk, m3 fjell/bormeter og ANFO-andel.

Avhengig av detaljeringsnivå gis resultatene for pallen under ett eller separat for salve- og kontursprengning.

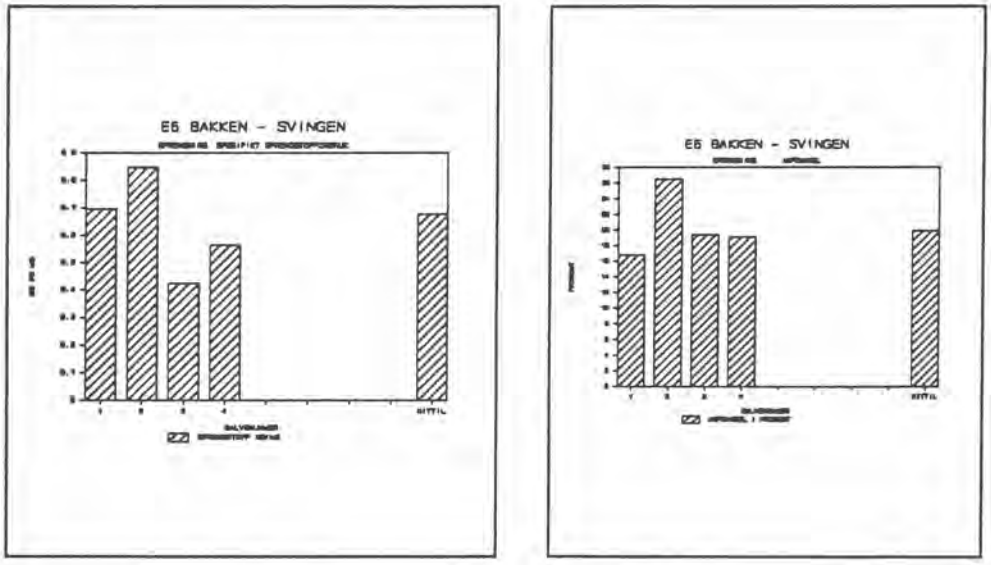


Figur 7. Eksempel på grafisk presentasjon fra regneark-modell.

Figur 7 viser grafisk fremstilling av enhetspris (fordelt) for et sprengningsarbeid uten kontursprengning.



Figur 8a. Illustrasjon av kapasitet og kostnader i forhold til bormeter



Figur 8b Illustrasjon av data om sprengstofforbruk

Figurene over viser eksempler på andre grafiske presentasjoner som kan tegnes ut fra de standardiserte regnearkene.

SPRENGNINGSOPPFØLGING STATENS VEGVESEN ANLEGG : SPRENGNING E6 HYTTEN - KROKEN DATO : 27.09.1991

DATO SKUTT	PRO SESS	SALVE NR.	MENGDE M3(PF)	BORVOGN TIMER	BOR METER	ARB TIMER	ANT. Non.6m	ANT. Non.15m	KG DYNAM.	KG SLURRY	ANT. PRIMER	BOR KR.NORMAL	BOR STENGER	BORKRONER RETRAC	BOR MAKKER	DIVERSE KOSTN
8/5	22.12	1B	5050	70	885	16	59	59		4158	118	1.5	0.8		0.2	
16/5	22.12	2B	10120	66	1623	32	110	110		8432	220	3	1.2		0.5	
16/5	22.12	3B	5050	41	995	16	60	60		4200	120	1.5	0.7		0.3	
31/5	22.12	4B	9800	43	1489	32	128	128		8114	256		1.5	2	0.5	
8/6	22.12	5B	7930	47	1338	16	133	133		6606	266		1	2	0.4	
13/6	22.12	6B	3550	23	537	16	48	48		2956	96		0.4	0.7	0.3	
20/6	22.12	7B	13620	69	2793	32	192	192		11340	384		2.5	3.3	1	
11/7	22.12	8B	16330	87	2567	32	204	204		13609	408		2.5	3.2	1	
17/8	22.12	9B	15360	91.5	2284	32	187	187		12821	374		2	3	1	
22/8	22.12	10B	9100	51	1589	16	110	110		8287	220		1.5	2	0.8	
5/9	22.12	11B	16550	112.5	2812	48	230	230		13878	460		2.5	3	1	
14/9	22.12	12B	12575	73.5	2485	52.5	124	124		9005	248		1.9	2.8	1	
20/9	22.12	13B	8330	47	1449	16	112	112		7927	224		1.5	2	0.5	
27/9	22.12	14B	9200	66	1598	16	124	124		8258	248		1.5	2	0.5	
HITTIL			142565	887.5	24444	372.5	1821	1821	0	119591	3642	6	21.5	26	9	0

	BORING	LADING	SPRENGSTOFF /TENNERE	BOR STÅL	DIVERSE	TOTAL
KOSTNADER :	532500	52150	1376052	197189	0	2157891
ENHETSPRIS :	3.74	0.37	9.65	1.38	0.00	15.14

ENHETSPRISER/SPRENGNINGSDATA

DATO SKUTT	PRO SESS	SALVE NR.	MENGDE M3(PF)	BORING	LADING	SPRSTOFF TENNERE	BOR STÅL	DIVERSE	TOTAL	ANFO ANDEL	FJELL PR BM	SPRENGSTOFF KG/M3	BORMETER PR SKIFT	BORING KR/BM	BORSTÅL KR/BM	TOT.PRIS KR/BM
8/5	22.12	1B	5050	8.32	0.44	9.37	1.55	0.00	19.68		5.7	0.83	95	47.46	8.86	56.3
16/5	22.12	2B	10120	3.91	0.44	9.37	1.43	0.00	15.15		6.2	0.84	184	24.40	8.91	33.3
16/5	22.12	3B	5050	4.87	0.44	9.48	1.52	0.00	16.31		5.1	0.84	182	24.72	7.74	32.4
31/5	22.12	4B	9800	2.63	0.46	9.58	1.31	0.00	13.98		6.6	0.84	260	17.33	8.60	25.9
8/6	22.12	5B	7930	3.56	0.28	10.08	1.36	0.00	15.28		5.9	0.85	214	21.08	8.08	29.1
13/6	22.12	6B	3550	3.89	0.63	9.68	1.21	0.00	15.41		6.6	0.84	175	25.70	8.02	33.7
20/6	22.12	7B	13620	3.04	0.33	9.75	1.59	0.00	14.70		4.9	0.84	304	14.82	7.73	22.5
11/7	22.12	8B	16330	3.20	0.27	9.57	1.30	0.00	14.34		6.4	0.84	221	20.34	8.29	28.6
17/8	22.12	9B	15360	3.57	0.29	9.54	1.23	0.00	14.63		6.7	0.84	187	24.04	8.25	32.2
22/8	22.12	10B	9100	3.36	0.25	10.27	1.48	0.00	15.35		5.7	0.92	234	19.26	8.46	27.7
5/9	22.12	11B	16550	4.08	0.41	9.78	1.25	0.00	15.52		5.9	0.85	187	24.00	7.34	31.3
14/9	22.12	12B	12575	3.51	0.58	8.11	1.42	0.00	13.63		5.1	0.72	254	17.75	7.19	24.9
20/9	22.12	13B	8330	3.39	0.27	10.82	1.54	0.00	16.02		5.7	0.96	231	19.46	8.84	28.3
27/9	22.12	14B	9200	4.30	0.24	10.31	1.39	0.00	16.24		5.8	0.91	182	24.78	8.01	32.7
HITTIL			142565	3.74	0.37	9.65	1.38	0.00	15.14		5.8	0.85	207	21.78	8.07	29.8

Figur 9. Øverste del viser inngangsdata for regneark (uten kontur). Nederste del viser eksempler på beregningsresultater.

5. VIBRA

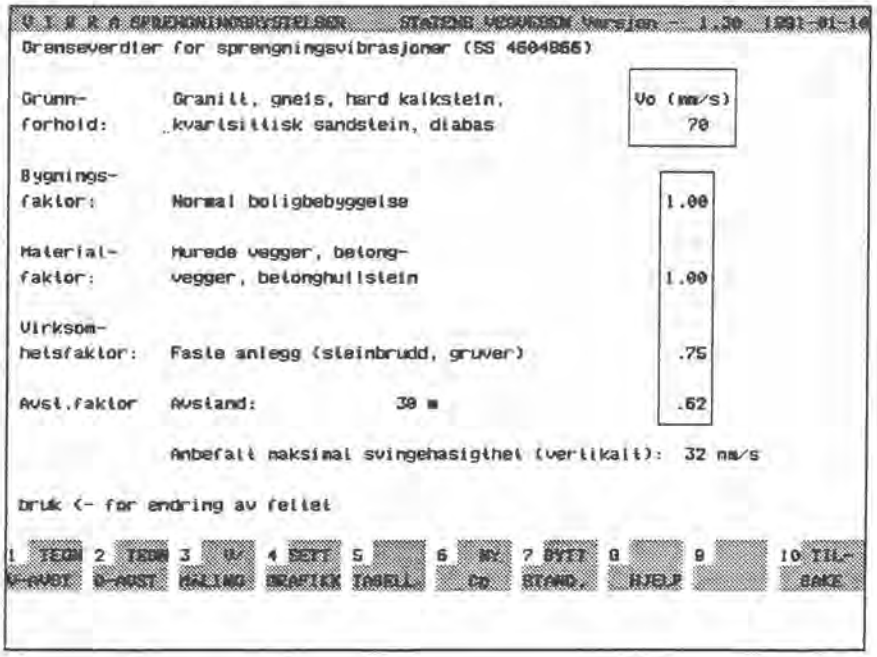
5.1 Generelt

Stadig flere fjellsprengningsarbeider skjer i nærheten av eksisterende bebyggelse. Dette gjør at det må innføres restriksjoner, ikke minst med hensyn til hvilke sprengningsvibrasjoner omgivelsene kan påføres.

Innføring av restriksjoner er som regel ensbetydende med at kostnadene øker. Gode arbeidsrutiner for å takle problemer som er knyttet til rystelser (vibrasjoner), er vesentlig for at kostnadene ikke skal bli større enn nødvendig.

Programmet VIBRA er et hjelpemiddel som kan brukes på anlegg som må ta hensyn til sprengningsvibrasjoner. Det innholder flere programenheter, som delvis er sammenkoblet.

5.2 Beregning av anbefalt rystelsesnivå



Figur 10. Meny for beregning av anbefalt rystelsesnivå (svensk standard)

Figur 10 viser skjermbilde for beregning av maksimalt anbefalt rystelsesnivå (vertikal svingehastighet) etter svensk standard.

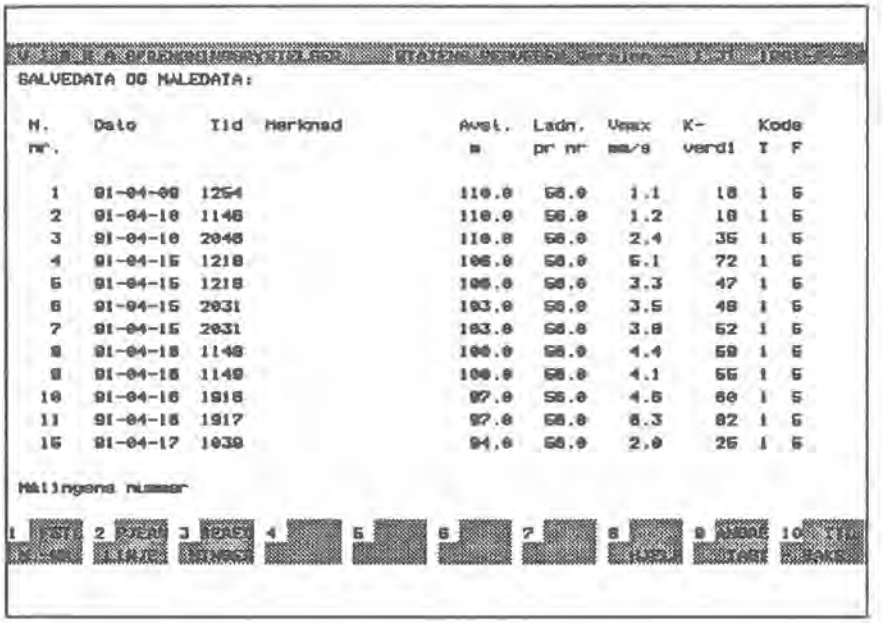
Inngangsdata er gitt til venstre på bildet og kan endres av brukeren. Tilhørende korreksjonsfaktor til ujuster svingehastighet (Vo) blir beregnet i henhold til standarden. Anbefalt maksimal svingehastighet beregnes.

Det kan tegnes ut

- anbefalt svingehastighet/avstand
- enhetsladning/avstand
- anbefalt svingehastighet med måledata
- tabell over svingehastighet og enhetsladning/avstand

Norsk Bergmekanikkgruppes UTVALG FOR VIBRASJONSNORMER kom i 1987 med sitt forslag til vibrasjonsnormer. Dette forslaget er også lagt inn i programmet.

5.3 Innlegging av salvedata/måledata



SALVEDATA OG MALEDATA:

M. nr.	Dato	Tid	Herkmad	Avst. m	Ladn. pr nr	Vmax mm/s	K-verdi	Kode T	Kode F
1	91-04-08	1254		110.0	50.0	1.1	18	1	5
2	91-04-10	1146		110.0	50.0	1.2	18	1	5
3	91-04-10	2046		110.0	50.0	2.4	35	1	5
4	91-04-15	1218		106.0	50.0	5.1	72	1	5
5	91-04-15	1218		106.0	50.0	3.3	47	1	5
6	91-04-15	2031		103.0	50.0	3.5	48	1	5
7	91-04-15	2031		103.0	50.0	3.8	52	1	5
8	91-04-18	1148		100.0	50.0	4.4	59	1	5
9	91-04-18	1148		100.0	50.0	4.1	55	1	5
10	91-04-16	1916		97.0	50.0	4.5	60	1	5
11	91-04-16	1917		97.0	50.0	6.3	82	1	5
15	91-04-17	1039		94.0	50.0	2.0	25	1	5

Måingens nummer

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

Figur 11. Skjermbilde for innlegging av salvedata

Figur 11 viser skjermbilde for innlegging av salve- og måledata. Data legges inn som vist i de enkelte datafelt. Målte vibrasjoner kan overføres fra det enkelte måleinstrument. Det er laget innlesningsrutiner for følgende måleinstrument:

AVA 71C, AVA 400, VIP 1000, FRED 02 og UVS 1201

Flere instrument vil bli lagt inn når dette blir aktuelt.

Det beregnes en K-verdi for hver måling.

Måleresultatene kan bearbeides og presenteres grafisk på ulike måter:

- uttegning av målt svingehastighet mot avstand
- K-verdi mot avstand. I tillegges tegnes den eksponensielle regresjonsanalyse av K-verdien (jfr avsnitt om formel a)
- Ladningsmengde mot gradert avstand i log/log skala, med beregning av tilhørende dempningsfaktor.

5.4 Beregning av rystelser/enhetsladning

Det finnes en rekke formler for beregning av sammenhengen mellom svingehastighet - avstand - enhetsladning.

En mye brukt formel er:

$$v = K\frac{\sqrt{Q \times s}}{d}$$

der

Svingehastighet (v) er i dag det mest brukte målekriterium for sprengningsinduserte vibrasjoner. Måles i mm/s.

Fjellkonstant (K) også kalt **K-verdi**. Er et uttrykk for bl.a. bergartens evne til å "lede" rystelser. Ved måling viser gjerne fjellkonstanten stor spredning.

Enhetsladning (Q) Samtidig detonerende ladningsmengde, dvs ladning pr tennernummer ved momentan detonasjon.

Samvirkefaktor (s) Vanlige milli- og halvsekundtennere har en viss spredning innen ett og samme nummer. Det er ikke vanlig å ta hensyn til dette (samvirkefaktoren settes lik 1). Den blir av enkelte satt lik 2/3 for millisekundtennere, dvs enhetsladningen kan økes i forhold til momentan detonasjon.

Avstand (d) Avstand fra salve til målested i meter.

Det er karakteristisk for K-verdien at den avtar med økende avstand fra sprengningsted til målested. Denne dempningen oppstår fordi bergmassen ikke er et ideelt elastisk materiale.

I VIBRA er det lagt inn to ulike formler, og de skiller seg fra hverandre i måten dempningen kan legges inn. Hvis dempning ikke anvendes (B1 i formel a) settes lik 0, B2 i formel b) settes lik 1), blir formlene like og den samme som vist ovenfor.

Begge formlene er knyttet til måledata. Beregnede verdier for K-verdi, dempning o.l. blir automatisk oppdatert når nye målinger legges inn.

a)

$$v = K \times \frac{\sqrt{Q \times s}}{d}, \qquad K = KONST \times e^{B1 \cdot d}$$

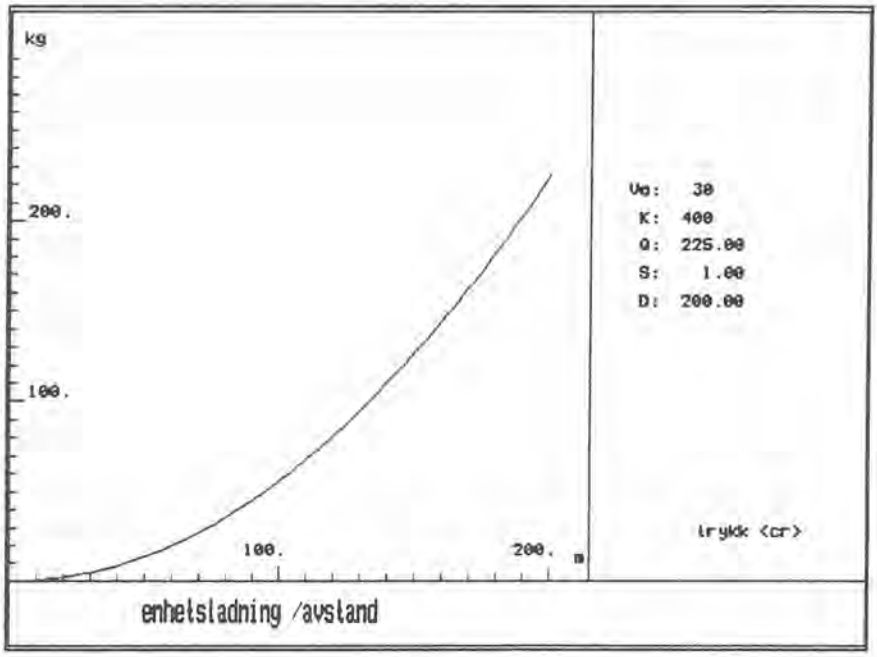
Dempningen legges til K-verdien gjennom en eksponensialfunksjon. Dette gjør at K-verdien avtar med økende avstand. En ulempe er at eksponensialfunksjonen er for "stiv" til å dekke store avstandsintervall. I praksis behøver ikke dette å ha noen vesentlig betydning, idet sprengningsarbeidet som regel skjer innenfor et begrenset avstandsintervall i forhold til målestedet.

b)

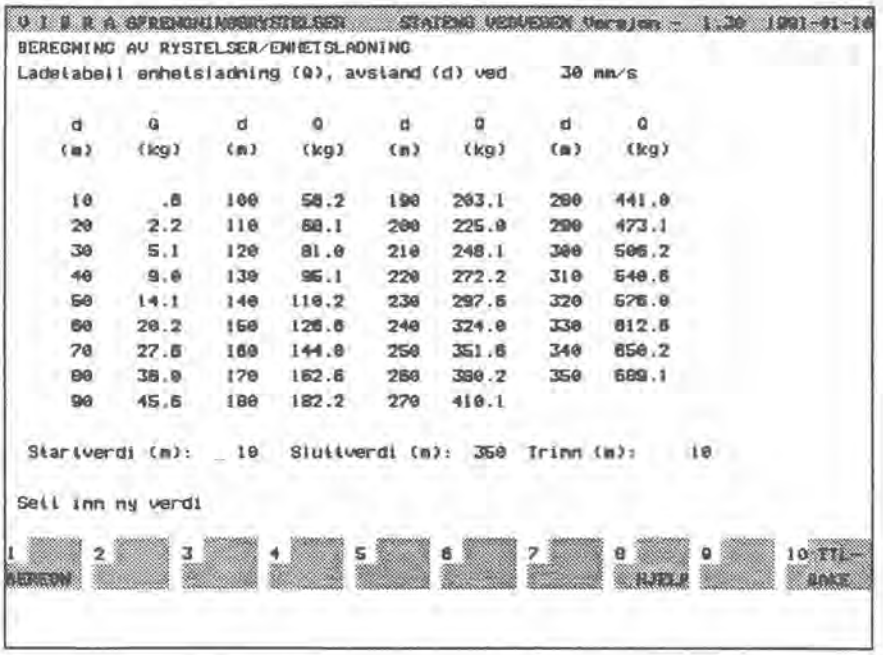
$$v = K \times \left(\frac{\sqrt{Q \times s}}{d} \right)^{B2}$$

Det legges en dempningsfaktor (eksponenten B2) på forholdet mellom ladning og avstand. En ulempe er at K-verdien må økes vesentlig i hvis dempningsfaktor settes inn, dvs B2 større enn 1.

Formelen kan tegnes grafisk på ulike vis. Figur 11 viser uttegning av enhetsladning mot avstand. Figur 12 viser tabell over ladningsmengde (enhetsladning) og avstand. Ladetabellen kan redigeres ved å gi inn ny verdier for start, slutt og trinn.



Figur 12. Utegning av enhetsladning mot avstand



Figur 13. Ladetabell

6. ANPALL

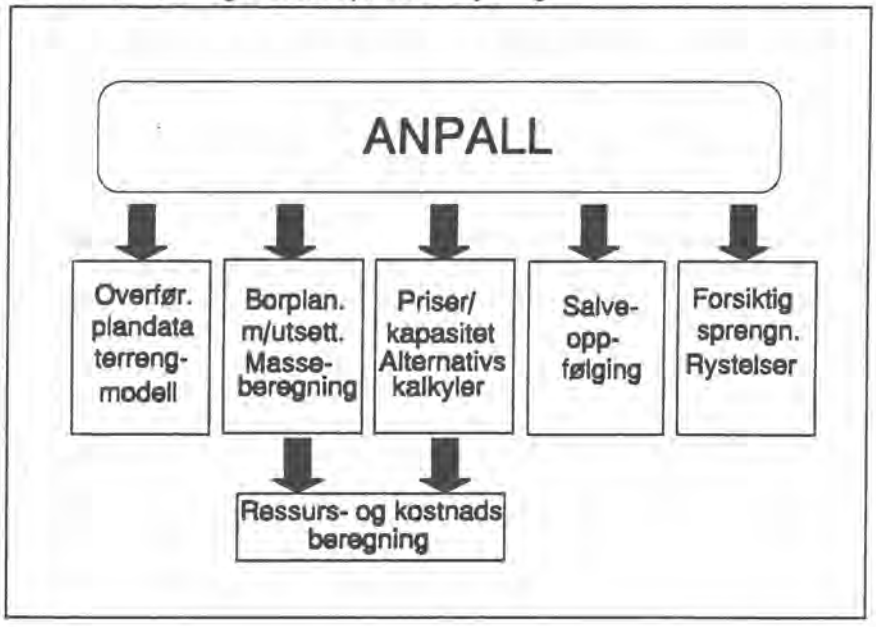
6.1 Generelt

Detaljerte kalkyler for kostnad og ressursforbruk ved boring og sprengning av vegskjæringer er meget arbeidskrevende. Den modellen som brukes i ANSPROK er et godt grunnlag for alternativskalkyler for valg av utstyr, men er som regel for enkel til at dette programmet kan gi et riktig bilde av en skjæring med innhold av en rekke elementer som gir ulike kostnader og ressursbruk. Dette kan være varierende pallhøyder, konturssprenging for deler av skjæringen, ensidige skjæringer m.v.

Et nytt program for løsning av denne problematikken, er under utvikling. Programmet, som foreløpig har fått navnet ANPALL, ventes ferdig før årskiftet 1991/92.

6.2 Hva gjør programmet?

Programmet er i prinsippet en sammenkobling av de programenhetene som finnes i ANSPROK og SPRENG. Ut fra profilerte data (plandata fjell) kan borplaner genereres. Samtidig kobles informasjon om priser og kapasiteter til bordata. Dette gir grunnlag for en samlet ressurs og kostnadsplan for skjæringen.



Figur 14. Oppbygging av EDB-programmet ANPALL

Ved siden av å gi mulighet for mer omfattende beregninger knyttet direkte til virkelige paller i den veglinja som skal bygges, vil ANPALL samle de gamle programmene under en paraply.

Det innebærer at det fortsatt vil være mulig å utføre enklere alternativskalkyler. Selv om det gis muligheter for mer avanserte beregninger, er det viktig at det fortsatt gis mulighet for enklere kalkyler for valg av utstyr og opplegg.

Salveoppfølgingen i regneark vil bli utviklet som egen programdel i ANPALL.

6.3 Inngangsdata

Inngangsdata er i hovedsak de samme som beskrevet under SPRENG og ANSPROK. I SPRENG legges det inn muligheten for bruk av terrengdata fra plandata i stedet for innmålte data. I meny for konstruksjon av borplaner, er det lagt inn muligheten for generering av data for ressurs- og kostnadsberegning.

6.4 Beregningsresultater

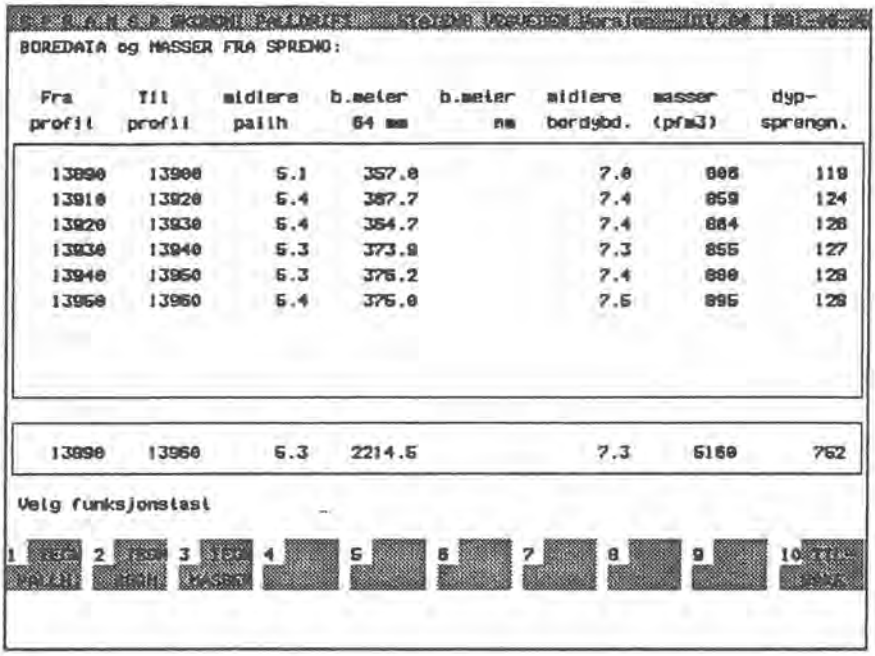
Programmet utfører en samlet ressurs- og kostnadsberegning for en gitt skjæring.

Ressurs- og kostnadsberegningen kan overføres til produksjonsplanleggings-programmet ANPROD for videre bearbeiding og videre bruk i produksjonsplanlegging og -oppfølging.

Eksempler på resultater fra programmet er vist på neste side.

Figur 15 viser skjermbildet som gir samlet oversikt over boring generert av SPRENG.

Figur 16 viser skjermbildet for ressurs og kostnader i ANPALL.

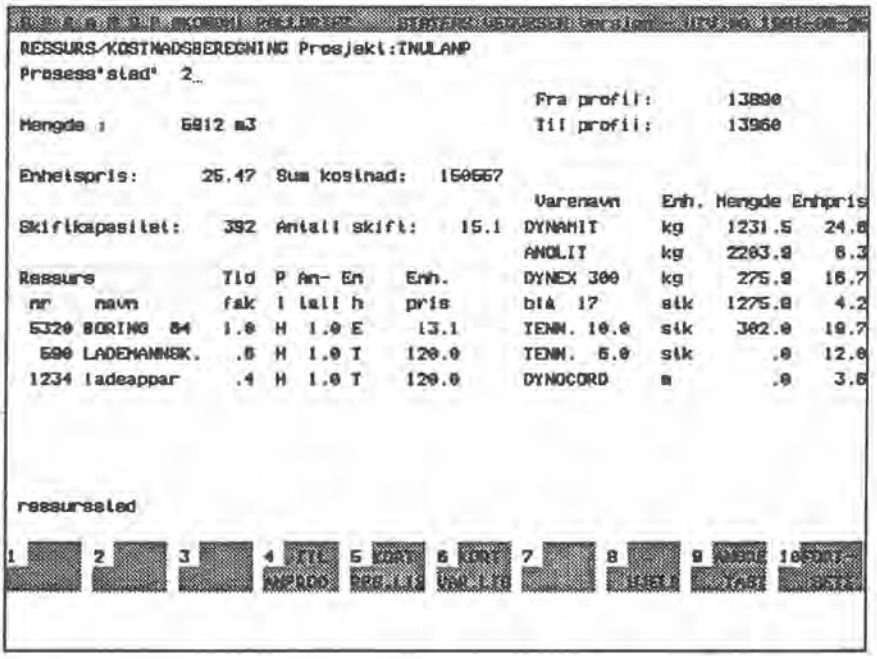


BOREDATA og MASSER FRA SPRENG:

Fra profil	Til profil	midlere pallh	b.meter 64 mm	b.meter nm	midlere bordybd.	masser (pfm3)	dyp-sprengn.
13890	13900	6.1	357.0		7.0	808	119
13910	13920	6.4	387.7		7.4	859	124
13920	13930	6.4	384.7		7.4	864	126
13930	13940	6.3	373.9		7.3	855	127
13940	13950	6.3	376.2		7.4	880	128
13950	13960	6.4	376.0		7.5	895	128
13890	13960	6.3	2214.5		7.3	5160	762

Velg funksjonstast

Figur 15. Oversikt boring generert av SPRENG



RESSURS/KOSTNADSBEREGNING Prosjekt:TNULANP
Prosess*sted* 2

Fra profil: 13890
Mengde : 6812 m3 Til profil: 13960

Enhetspris: 25.47 Sum kostnad: 150557

Skifikapasitet: 392 Antall skift: 15.1

Ressurs nr	navn	Tid fak	P	An-tall	En h	Enh. pris
5320	BORING 64	1.0	H	1.0	E	13.1
590	LADEMANNSK.	.5	H	1.0	T	120.0
1234	ladeappar	.4	H	1.0	T	120.0

Varenavn	Enh.	Mengde	Enhpris
DYNAMIT	kg	1231.5	24.8
ANOLIT	kg	2283.9	8.3
DYNEX 300	kg	275.9	16.7
bIA 17	stk	1275.8	4.2
TENN. 10.0	stk	302.9	19.7
TENN. 6.0	stk	.0	12.0
DYNOCORD	m	.0	3.8

ressurssted

Figur 16. Ressurs- og kostnadsbilde ANPALL

7. OPPSUMMERING

Erfaringene i Statens Vegvesen har vist at at EDB kan være et nyttig hjelpemiddel ved pallsprengingsarbeider, og at det ved riktig bruk gir besparelser.

Analysemodellene kan sammen med den enkle salveoppfølgingen være motiverende både for ledelse og arbeidere, og kan benyttes i et systematisk opplegg for beregning, oppfølging og dokumentasjon av resultater.

Programmene har vært med å fokusere på sprengningsprosessen, og har gitt en smitteeffekt som går langt utover de anleggene som har benyttet programmene. I den første fasen da programmene ble tatt i bruk, opplevde vi at sprengningsprisene gikk ned på et annet nivå enn tidligere.

Dette innlegget har vært konsentrert rundt hjelpeprogrammer for metoder og opplegg.

I tillegg arbeides det med å utvikle hjelpemidler for å få en automatisk/dataassistert metode for posisjonering av borhullene i sprengningsplanen. Her har det vært gjort en del forsøk utenfor vegvesenet.

Statens Vegvesen er i gang med et omfattende prosjekt for maskinstyring/automatisk posisjonering av anleggsmaskiner som kan gi slike muligheter for alle typer maskiner, også fjellboreutstyr.

Innlegget har ikke omtalt tunneldriften der dataassistert boring er i bruk på flere anlegg.

REFERANSER

1. Anleggspakken - EDB-programmer for bruk i Vegvesenets anleggsdrift
   Vegdirektoratet, Anleggskontoret, 1991-04

2. Brukerbeskrivelse ANSPROK ver 2.1x.
   Vegdirektoratet, Anleggskontoret, 1990-10

3. Brukerbeskrivelse VIBRA ver 1.30.
   Vegdirektoratet, Anleggskontoret, 1991-01

UTBORING OG KVALITETSKONTROLL AV BERGBOLTER

Siviling. K.B. Pedersen
Stud. Techn. G. Hafsaas

SAMMENDRAG

For å få kjennskap til tilstanden på fjellbolter etter mange år i tunnelmiljø er det utført utboringer først av polyesterforankrede og senere mørtelinnstøpte fjellbolter. Etterfølgende kjemisk og mekanisk testing har vist at polyestermassen ikke har gjennomgått merkbare endringer etter 13 år.

Det må spesielt legges vekt på riktig arbeidsprosedyre ved bruk av polyesterforankrede bolter. De deler av boltene som var innkapslet i polyester eller sementmørtel, hadde ingen tegn til korrosjon. Polyesterforankrede bolter må være varmforzinket, hvis de skal inngå i permanent sikring. Levetiden for boltene synes å være avhengig av boltestålets korrosjonshastighet når det kjemiske miljøet ikke angriper forankringsmassen.

SUMMARY

Rock bolts anchored with resin capsules and later cement-grouted rock bolts have been drilled out from five tunnels with the intention to obtain some knowledge of the conditions of the bolts after many years in use. The following chemical and mechanical testing has shown that the polyester mass has undergone no significant changes after 13 years in the rock.

It is very important to do the insertion work correctly for both types of bolts, but specially bolts anchored with resin capsules require exactness. The parts of the bolts which were capsuled in resin or cement showed no signs of corrosion. The resin point anchored bolts have to be galvanised if working as permanent support. The working life for both types of rock bolts seems to be dependent on the corrosion rate of the steel, when the chemical environment does not attack the anchoring mass.

1. INNLEDNING

Bergbolting for bergstabilisering er blitt anbefalt og har fått en stor utbredelse i løpet av de siste 30 årene. Årsforbruket ligger stort sett et sted mellom 80 - 120 000 bolter i tunneler og vegskjæringer. I utgangspunktet skal alle bolter kontrolleres etter innsetting (kfr. prosesskoden), noe som i praksis ofte er vanskelig å gjennomføre på de større anleggene. Veglaboratoriet har derfor foretatt en del utboringer for bedre å få oversikt over kvaliteten på de ulike boltemetoder.

I alt er det boret ut 47 bolter fra 5 tunneler, 25 stk. polyesterforankrede og 22 stk. innstøpte bolter. I forbindelse med ulykke og nesten-ulykker den senere tid er bergsikring ved bolting nå brakt spesielt i fokus.

Undersøkelsene har vist at problemene i hovedsak er knyttet til polyesterforankrede bolter som brukes mest på tunnelanlegg der rask forankring for arbeidssikring er nødvendig.

2. POLYESTERFORANKREDE BOLTER, RESULTATER FRA UTBORING

A) VADHEIM TUNNELEN, NOVEMBER 1984

Boltene ble på forhånd forsøkt kvalitetskontrollert med boltometer. Erfaringer senere har vist at dette instrumentet neppe lar seg nytte til denne type bolter.

Bare 3 stk. bolter ble boret ut i Vadheimstunnelen. Etter utboring ble kjærnene saget på tvers og på langs, slik at polyesterkappen og bolten ble frigjort for visuell inspeksjon og materialteknisk testing.

Resultater fra den visuelle inspeksjonen er gjenngitt i tabellen under.

	Vann i borhull	Innfesting	Korrosjon und. polyester	Korrosjon på fri bolt
Bolt 1	ja	noen hulrom	nei	svak
Bolt 2	nei	god omslutning	nei	svak
Bolt 3	nei	manglet innfesting	nei	svak

Tabell 1

Bolt nr. 1 hadde avlange hulrom i polyestermassen langs boltens ene side i lengder opptil 10 cm, som regel var det et lag av polyester på bolten.

Årsaken til disse hulrommene er trolig sig i polyestermassen på grunn av for lite rotasjon. Boltene var innsatt i borhull med diameter 33 mm. Bolt nr. 3 var overrotert noe som lett lot seg identifisere med rørstruktur i polyestermassen. Mesteparten av polyestermassen satt fast på borhullsveggen, mens bare lite eller ingenting satt fast på bolten mellom kammene.

Teknologisk Institutt testet polyesteren med henblikk på kjemisk sammensetning og mekanisk styrke, spesielt var man interessert i å se på eventuelle muligheter for aldringstendenser hos polyesteren, se tabell under.

	Trykkfasthet $\bar{\sigma}_c$ N/mm²	E-modul $\bar{E}$ N/mm²
Selfix 13 år	54.5	5077
Du Pont 27 mm	58.6	3313
Du Pont 40 mm	49.0	3882

Tabell 2

Det går frem av tabellen at trykkfastheten stort sett ligger på samme nivå, mens E-modulen ligger noe høyere på de 13 år gamle patronene.

Teknologisk Institutt som foretok undersøkelsene tolket resultatet som etterherding. Undersøkelser i elektronmikroskop viser at rissene under trykkprøvingen ikke viser noen forskjell for de tre polyesterprøvene. Det er kjent at rissdannelser vanligvis starter ved en vedvarende belastning på ca. 1/3 av bruddlasten.

Samtlige av de utborede boltene i Vadheimtunnelen var ikke varmforsinket. Det ble observert mindre korrosjonsangrep på boltene nær polyesteren og nær tunneloverflaten. Imidlertid ble det ikke observert noen signifikant forskjell i korrosjonen på boltene fra våte og tørre borhull.

B) GRASDALTUNNELEN, NOVEMBER 1986

Det ble ikke her foretatt noen ultralydundersøkelse i forbindelse med utboringen.

I alt ble det boret ut 12 stk. bolter. Boltene var her innsatt i 33 mm hull. Boringen gikk greit uten større problemer. I søndre side (vederlag) ble det boret ut

10 bolter, mens 2 stk. ble boret ut i tunnelens nordre vederlag. Det ble altså boret ut flest bolter på tunnelsens sprakside. Samtlige bolter var forankret med polyester.

Inne på laboratoriet ble et utvalgt antall kappet opp i 15 cm lengde, innstøpt i stålhylse og prøvetrukket. Jevnt over fikk man brudd ved 1-3 tonn strekk.

Andre undersøkelser som ble foretatt var splitting av kjerner og visuell bedømmelse av polyesteren. Ofte så man at boltene var dårlig sentrert i hullet og at hulldybden var for stor.

I alt ble 7 prøver (også noen prøver fra samme bolt) prøvetrukket, brudd ble registrert fra 1-3 tonn. Bolt med så lav verdi som 1 tonn regnes for overrotert. I alt 3 stk viste verdier nær 1 tonn.

Visuelle observasjoner

Bolt nr.	For dypt hull	Blærerom i polyesteren og skjellstr.	Plaststrømpe langs hull-kanten	Borkaks * iblandet polyesteren
5	x	x	x	
3	x	x	x	
12			x	x
8		x		
6		x		x
7	x			

* (dårlig rengjort hull)

Tabell 3

Teknologisk Institutt undersøkte polyesteren med henblikk på eventuelle forandringer av E-modulen, På grunn av problemer med prøvetakingen klarte man ikke å få tatt de nødvendige målinger. Imidlertid mente man å ikke kunne påvise store forandringer i forhold til tidligere undersøkelser. Konklusjonen på denne undersøkelsen viste at de alvorligste feilene som vesentlig har påvirket boltenes kapasitet var for dype borhull og skjellstrukturer i polyesteren grunnet overrotasjon.

Ingen korrosjonsskader ble observert på noe av bolte-utstyret. På utboringstidspunktet var boltene ca. 10 år gamle.

c) VALLAVIKTUNNELEN, NOVEMBER 1990

Vallaviktunnelen ligger i Hordaland og ble drevet ut i tidsrommet 1981-84. Som arbeidssikring ble det satt inn polyesterforankrede bolter av typen "Ørstabolter", 12 av disse boltene ble boret ut i november 1990 og senere undersøkt i laboratoriet.

Boltene har en lengde på 2,40 m og en diameter på 20 mm. De var forankret i 45 mm borhull. Borkjernene som fulgte boltene har en ytre diameter på 135 mm. Boltene ble tilfeldig utvalgt under utboringen (det er ikke valgt ut bolter ut i fra om en trodde disse var feilmontert eller korrekt innsatt).

Bolt nr. 1 er ikke belastet før utboringen. Bolt nr. 2-10 er prøvetrukket med muttertrekker, mens bolt nr. 11 og 12 er forspent med jekk inntil 8 tonn før utboringen.

Boltene er overflatebehandlet,(varmforsinket) og det er kun observert små spredte korrosjonsflekker (på "fri" bolt) på enkelte av boltene. Det er imidlertid ikke observert korrosjon på boltestålet etter at "polyesterkappen" er fjernet.

Bolten ligger sentrisk i borhullet på samtlige av de forankrede boltene.

Tabell 4 viser en oversikt over visuell inspeksjon av de 12 boltene fra Vallaviktunnelen.

Bolt nr. (pel nr)	Bergart	Vinkel mellom foliasjons plan og boltereting	Sprekkeavst. (m)	Feil ved montering av bolten
1. (6230)	Middelskornet glimmerrik båndgneis	30°	0,5	Mangler polyesterpatron
2. (5850)	Dioritttisk gneis	45°	1,5	OK
3. (5850)	Dioritttisk gneis	30°	1,5	For dypt borhull
4. (5820)	Glimmerrik dioritttisk gneis	10°	1,7	Noe for dypt borhull
5. (5630)	Båndgneis	10°	0,7	Mangler polyesterpatron

6. (5600)	Granodiorittisk gneis	30°	1,0	Litt for dypt borhull
7. (5534)	Glimmerrik båndgneis	30°	0,15	Litt for dypt borhull. Bolten er noe overrotert.
8. (5532)	Båndgneis	60°	0,15	Bolten er noe overrotert
9. (5510)	Granodiorittisk gneis	30°	0,25	OK
10. (5465)	Tonalittisk gneis	15°	1,0	OK
11. (5455)	Tonalittisk gneis		1,5	Bolten er noe overrotert
12. (ukjent)	Diorittisk	60°	1,0	Bolten er noe overrotert

Tabell 4

Fire av boltene ble preparert slik at de fikk en forankringslengde på 15 cm. I tillegg ble de sementert i stålrør for at de ikke skulle splittes under prøvetrekkingen. Deretter ble de prøvetrukket.

Bolt nr.	Brudd-belast. (tonn)	Anmerkning
2	6,8	Bolten ryker mellom boltstålet og polyesteren i nedre del av forankringen, mens den ryker mellom polyesteren og berg i øvre del av forankringen. Restene av plasthetta lå rundt bolten i nedre del av forankringen.
6	10,9	Bolten ryker mellom boltestålet og polyesteren
8	10,4	Bolten ryker mellom boltestålet og polyesteren
9	5,3	Bolten ryker mellom polyesteren og berg. Bergarten skjæres av to gjennomsettende sprekker i forankringen.

Tabell 5 viser resultater fra prøvetrekkingen

D) KONKLUSJON FRA UTBORINGENE OG LABORATORIETESTING AV POLYESTERMASSE

Undersøkelsene så langt har vist at operatørfeil er den vanligste årsaken til dårlig innlimte bolter. En sammenstilling av de alvorligste feilene er gjengitt i tabellen under.

Tunnel	Antall	For dype	Overrot.	Mangler polyest.	% feil
Vadheimt.	3	0	2	0	≈ 67
Grasdalst.	12	3	4	0	≈ 58
Vallavikt.	12	1	4	2	≈ 58

Tabell 6

For ordens skjyld gjøres det oppmerksom på at man her har tatt med alle variasjoner av for dype hull og overrotasjon. Den reelle alvorlige feilprosent ligger trolig på rundt 30 %.

Undersøkelser ved Teknologisk Institutt har vist at lagringstemperatur og lagringstid har stor betydning for polyestermassens bestandighet. Lagring ved for høy temperatur kan f.eks. påføre polyestermassen aldringsegenskaper som gjør den mindre brukbar før den angitte lagringstid er utgått.

Generelt er det derfor meget viktig at arbeids- og lagringsprosedyrer angitt fra leverandøren blir fulgt.

3. INNSTØPTE BOLTER - RESULTATER FRA UTBORING

A) HAUKELITUNNELEN, DESEMBER 1985

Innstøpte bolter kan i prinsippet sammenlignes med armering i en armert betongkonstruksjon. Boltene overfører skjær- og strekkrefter i og på tvers av sprekkene i berget.

Det mest positive med ikke forspente mørtelinnstøpte bolter er at bolt og mørtel fyller hele borhullet og skaper et effektivt hinder mot bevegelser i sprekkene rundt borhullet. En mørtelinnstøpt bolts skjæremotstand i fjell med en sprekk kan settes opp som følgende (etter Bjurstrøm 1974):

$F = F_s + F_d + F_t$

F = Total skjærmotstand
F_s = Skjærmotstand i sprekken
F_d = Skjærmotstand i bolten, dybbeleffekt
F_t = Skjærmotstand i sprekken på grunn av strekk i bolten

Langsiktig skjærmotstand vil være avhengig av mørtelens bestandighet over tid og ikke minst dens

vedheft i borhull og boltestål. Eventuelle korrosjonsproblemer vil selvsagt også ha stor betydning. En del av disse variable faktorene har man forsøkt å få svar på ved mekaniske og visuelle undersøkelser av kjerneutborrede fjellbolter.

Bergarten i Haukelitunnelen består i det alt vesentlige av ulike typer gneiser samt kvartsdioritt og fyllitter.

Sikringsboltene som er brukt er 2,40 m lange, diameter 20 mm og med stålkvalitet K 500 s (bruddgr. 700-800 N/mm², ≈ 22-24 tonn). Boltene har påsveiset firkantplate i enden, dimensjon 100 x 100 x 5 mm. Hverken bolt eller firkantplate var varmforsinket eller utstyrt med annen form for korrosjonsbeskyttelse. Boltene var montert i årene 1968 og 1969, altså ca. 18 år gamle da utboringen fant sted.

Tabell 7
Oversikt over utborede bolter Haukelitunnelen

	Fyllitt	Granittisk gneis	Totalt
Antall utborede bolter i de ulike bergarter	16	3	19
Antall bolter med innfestingsfeil i de ulike bergarter	2	-	2
Korrosjon: Litt	7	2	9
Noe	1	-	1
Mye	2	-	2

I tabell 7 er det gitt en tallmessig oversikt over antall utborede bolter i de ulike bergarter samt innfestingsfeil og korrosjon. Det er boret ut flere bolter i fyllitt enn i gneis, dette fordi det meste av boltingen er foretatt her.

Når det gjelder store innfestingsfeil så har man kun registrert dette på to bolter. Det klassiske problemet med vanngjennomstrømning i borhullet har her vasket ut mørtelen før den har fått tid til å størkne. Dette har medført til dels mye rust på disse boltene (2 stk.). Prøver av lekkasjevannet viser PH i området 7.77 - 7.85, Cl innhold fra 0.5 - 2.1 mg/l og et SO_4 innhold fra 16.0 - 130.0 mg/l.

Korrosjonsbildet på de dårlig innfestede boltene har dels utviklet seg til ordinær overflatekorrosjon og dels grunn groptæring. I følge svenske undersøkelser ligger ordinær korrosjonshastighet på bolter i området 0.02 - 0.03 mm/år, men groptæring kan ligge i området 0.1 - 0.2 mm/år. Når det gjelder groptæring,

ligger våre bolter gjennomgående rundt 0.1 mm/år eller noe mindre. Lekkasjevannets nøytralitet er trolig den viktigste årsaken til dette.

En annen klassisk feil som viste seg på flere av boltene var at man hadde brukt noe tynn sementmørtel. Dette medførte at man under inndriving av boltene ofte vibrerte bort 5 - 15 cm nærmest bergoverflaten. Dette kan selvsagt motvirkes noe ved bruk av pussegarn etc. i hullåpningen. Bruk av for sterk sementblanding kan medføre svinnsprekker, men dette er ikke observert. Etter de opplysninger vi har innhentet ble det i overveiende grad benyttet Betokem EXM som gysemørtel. Denne er tilsatt ekspanderende stoffer som reduserer eller fjerner det plastiske svinnet. Terningtrykkfastheten for gysemørtelen anslåes å ligge nær 45 MPa, bortsett fra større vannførende sprekkeområder hvor en viss utvasking har funnet sted.

Blant de boltene som hadde feilfri innfesting er det ikke funnet noen tegn til korrosjon.

For bedre å få svar på om det har skjedd noen reduksjon av gysemørtelens fasthet har man kuttet opp borkjærner i 10 og 15 cm lange stykker. Disse er blitt prøvetrukket og resultatene er listet opp i tabell 8.

Nr.	Bruddbelastning (tonn)	Lengde prøve-stykke (cm)	Bergart
1	19.5	15	Fyllitt
2	19.8	15	Gneis
3	21.9	15	Gneis
4	18*	15	Fyllitt
5	19.6*	10	Fyllitt
6	17.5*	10	Gneis
7	11.5*	7	Fyllitt

* Brudd mellom gysemørtel og stål
Tabell 8

Data fra prøvetrekkingsforsøk

Før prøvetrekking ble kjernen innstøpt i stålsylindere for å hindre oppsprekking av borkjernen under trekkingen. Resultatene må sies å være meget gode, selv en borkjerne med en kryssende sprekk hvor bare 7 cm av bolten (prøve nr. 7) var 100 % inngyst, fikk ikke brudd før ved 11,5 tonn.

VERETUNNELEN, DESEMBER 1987

Bergarten i Veretunnelen består vesentlig av ulike typer skifrige bergarter for det meste grønnskifer.

På forhånd ble det foretatt ultralydundersøkelser av i alt 46 stk. rørbolter. En del bolter gyst etter "Bergjetmetoden" ble også underskt se tabell 9. Ved målingene har man klassifisert boltene i skala A-D, der A betyr bolt av optimal karakter og D bolt som bør underkjennes.

Resultater:

Klasse	Rørbolt	Gyst kamstål
A	23	5
B	2	0
C	14	0
D	7	1

Tabell 9

Regner vi A/B som utmerkede bolter og C/D som mindre bra fåes følgende prosentfordeling, se tabell 10.

	A/B	C/D
Rørbolt	≈ 54 %	≈ 46 %
Gyst kamstål	≈ 83 %	≈ 17 %

Tabell 10

Med basis i denne undersøkelsen ble det besluttet å bore ut noen av de dårlige boltene. På grunn av grønnskiferen i tunnelen fikk man store problemer med utboringen, alle hullene ble avbøyd så sterkt at man boret av boltene etter ca. 1,5 m. Dette medførte at man måtte forflytte boringen til et sted hvor bergarten indikerte mindre boravvik. I alt fikk man ut 3 stk. rørbolter som ikke var ultralydundersøkt, hvor 2 stk. viste god ifylling av gysemørtel. Den 3. hadde flere blærerom med dårlig vedheft til bolt og berg.

En bolt gyst etter "Bergjetmetoden" ble også utboret , denne bolten ble det ikke registrert feil på.

Generelt må man kunne si at bolter gyst etter gammle-metoden hadde minst kvalitetsfeil.

c) Konklusjon fra utboringene

Også her er det viktig at man følger de prosedyrer som er anbefalt. Mest sensitiv for monteringsfeil er rørbolter som gyses igjennom hullet i bolten. Det er helt avgjørende her at man bruker gysemasse av riktig konsistens for å unngå større blærerom i mørtel-strengen. I utlandet gyses som kjent rørbolten etter andre prosedyrer enn her i landet (Williams f.eks.)

I vegvesenet brukes også for tiden en kombinasjons-bolt som forankres med polyester og ettergyses ved hjelp av lufterør og gyseslange. Disse boltene er lettere å kvalitetskontrollere under montasjen. Ved mindre boltearbeider og lengder under 3 m brukes også det modifiserte Perfo-systemet.

De kvalitetskontroller som er utført til nå viser klart at mørtelinnstøpte bolter har langt mindre kvalitetsfeil enn andre systemer.

KBP/ABL

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1991

RENNFASTFORBINDELSEN
THE RENNESØY LINK

SIV.ING. GUNNAR NÆRUM
STATENS VEGVESEN ROGALAND

SAMMENDRAG

Rennfastforbindelsen inngår i kyststamvegen på Vestlandet, og innkorter den lengste av ialt 11 ferje-strekninger fra 50 til 20 min. Fem av øyene i Rennesøy kommune knyttes sammen, samtidig som fastlandsforbindelse oppnås.

De undersjøiske tunnelene Byfjordtunnelen og Mastrafjordtunnelen representerer hovedelementer i prosjektet. Byfjordtunnelen blir 5830m lang og går helt ned til kote -223, -verdens lengste og dypeste vegtunnel!

Artikkelen gir bl.a. oversikt over geologiske forhold, inndrift, fjellsikring, lekkasjeforhold og vann- og frostsikring.

Ved det nye Mortavika ferjeleie produseres store mengder steinblokker til ny såkalt "skuldermolo". Totalt utfylt volum i moloen er nesten 400.000 m^3.

Anleggsarbeidet startet i 1990, og det er planlagt åpning i desember 1992.
Totale kostnader er beregnet til ca.750 mill.1991-kr. Prosjektet er 100% bompengefinansiert.

SUMMARY

The Rennfast Link is a part of improving the standard of the main route along the western coast of Norway.
It shortens the longest ferry route from 50 to 20 minutes. At the same time five islands of Rennesøy Muncipal (approx 3.000 inhab.) are linked together and to the mainland.

The subsea road tunnels the Byfjordtunnel and the Mastrafjordtunnel are main parts of the project. The Byfjordtunnel will be 5830m long, with its deepest point at 223 meter below sea level. The longest and deepest subsea road tunnel in the world!

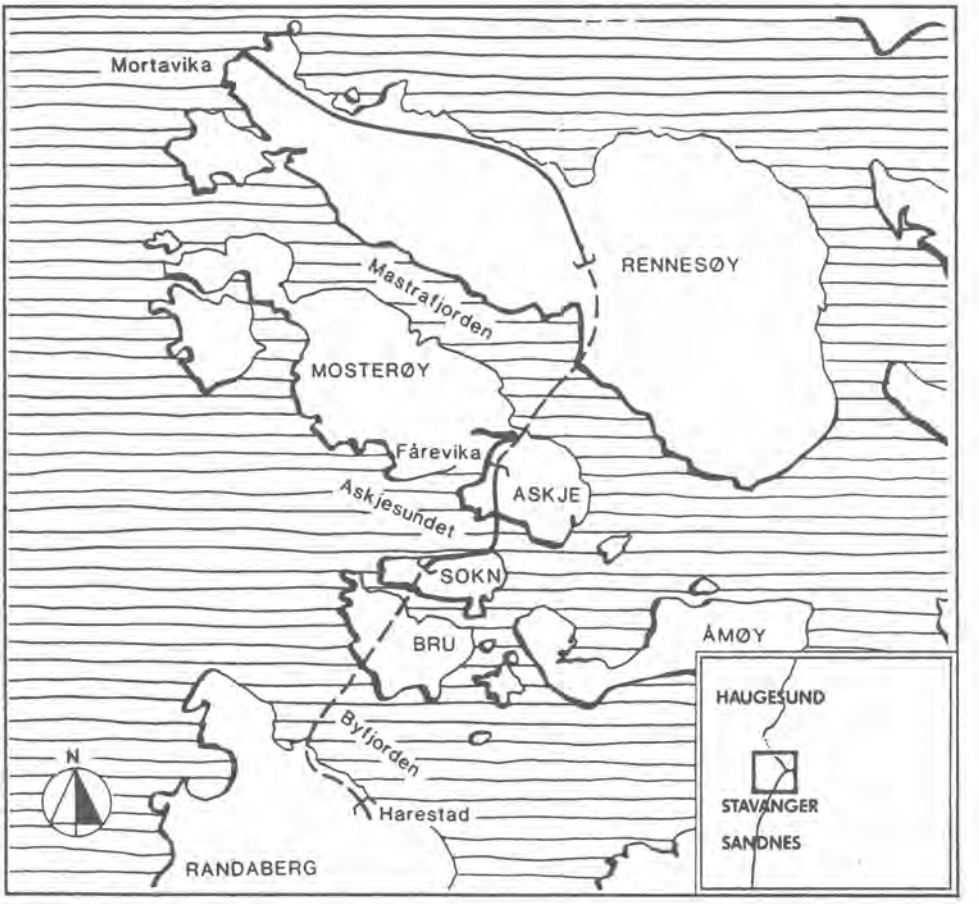
At the new ferry harbour Mortavika big blocks are produced for a socalled "shouldermole". Total filled up volume is nearly 400.000m^3.

This article give a summary of geological conditions, progress, leakage, working safety and overall stability, water and frost protection. The construction startet in 1990, and the link will be opened in Desember 1992. The project, estimated to a total cost of 750 mill.NOK, will be financed 100% through toll money.

1. GENERELL ORIENTERING

Kystriksvegen på Vestlandet (rv.14) har i dag tildels ganske lav standard og inneholder i alt 11 ferjestrekninger. Det foreligger imidlertid planer om kraftige forbedringer - "ferjefri kyststamveg" er en visjonær programerklæring i så måte. Den nye vegnummereringen fra 1.juni 1992 fører til at kystriksvegen blir riksveg 1, - i seg selv en prioriteringsytring fra vegmyndighetenes side.

Rennfastforbindelsen utgjør en del av kyststamvegen. Den ca.22 km nye vegstrekningen fra Harestad i Randaberg kommune til det nye ferjeleiet i Mortavika i Rennesøy kommune korter inn ferjetiden fra i dag ca. 50 min. til ca. 20 min. Samtidig knytter det nye vegsystemet fem av øyene i Rennesøy kommune sammen, i tillegg til fastlandsforbindelsen. Se figur 1.



Figur 1. Oversiktstegning

2. TOTALE KOSTNADER OG TRAFIKKMENGDER

Prosjektet er 100% bompengefinansiert med Tungenes Ferjeterminal A/S som finansieringsselskap. Totale kostnader er f.t. beregnet til ca.750 mill. 1991-kr. I forhold til overslaget knyttet til vedtak om igangsettelse av prosjektet ligger det an til betydelige besparelser.

Antatt trafikkmengde ved åpningen i desember 1992 representerer en ÅDT på ca.2500 kjøretøyer pr.døgn. Hvordan trafikkutviklingen blir fremover er prosjektets største usikkerhet.

3. TOTAL ANLEGGSTID

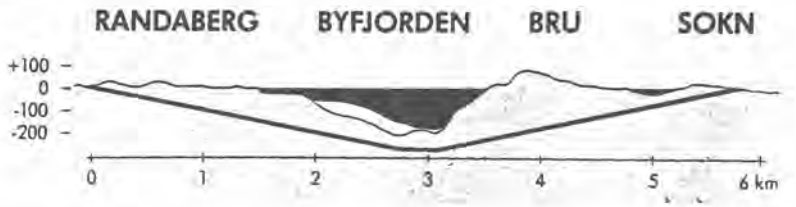
Anleggsarbeidene startet i 1990, og det er planlagt åpning av forbindelsen i desember 1992.

4. VIKTIGE FJELLANLEGG

I fjellsprengningssammenheng er det tre hovedelementer i prosjektet:

- Byfjordtunnelen (undersjøisk)
- Mastrafjordtunnelen (undersjøisk)
- Moloen ved Mortavika ferjeleie (blokkproduksjon)

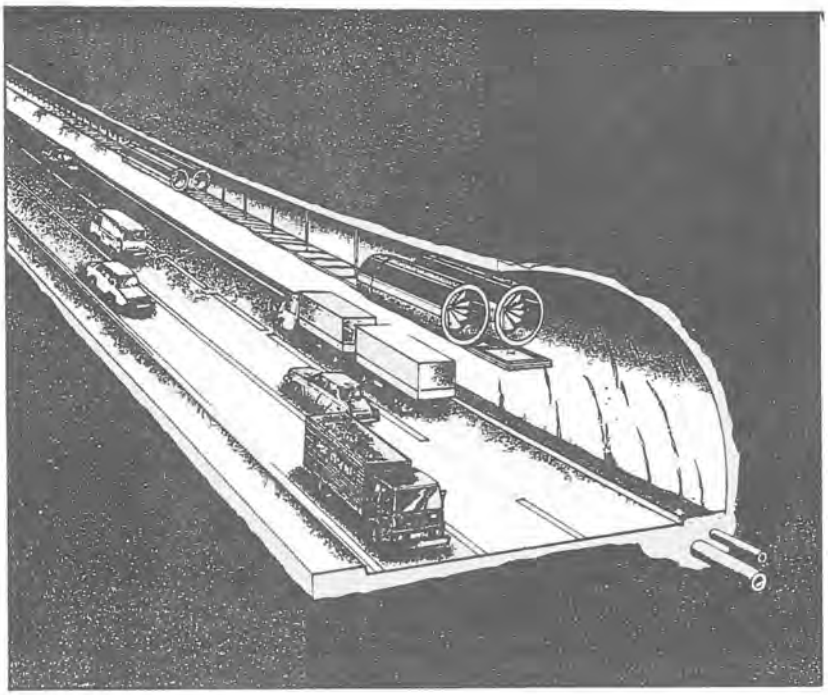
Byfjordtunnelen er ca.5830m lang og går ned til kote -223. Verdens lengste og dypeste vegtunnel! Se figur 2.



Figur 2. Lengdesnitt av Byfjordtunnelen.

Mastrafjordtunnelen er ca.4390m lang med sitt dypeste punkt 133m under havnivå.

Begge tunnelene har tre kjørefelt (9m) i hele sin lengde, 8% maks. stigning og sprengningstverrsnitt ca.72 m^2 inkl. hovedgrøft. Se figur 3.



Figur 3. Typisk tunneltverrsnitt

Moloen i Mortavika er en såkalt skuldermolo. "Skulderen" er plassert ensidig på utsiden av moloen. Total lengde ca.387 m. Høyde til kote +8. "Skulderbredde" ved kote +2 er ca.16 m, totalbredde i samme nivå er ca.48m. Totalt utfylt volum i moloen er nesten 400.000 m^3.

Moloen er planlagt i nært samarbeid med Norges Hydrodynamiske Laboratorier i Trondheim. Moloens spesielle oppbygging med flere forskjellig steinlag har medført sprengningstekniske utfordringer. Se figur 4 og pkt.11.

5.KONTRAKTER/REGIFORMER

Hver av de to tunnelene er i utgangspunktet delt i to deler.

Tre av de fire tunneldelene (Byfjordtunnelen 1-2 og Mastrafjordtunnelen 1) er etter anbudskonkurranse satt bort på entreprise til arbeidsfellesskapet Rogaland Contractors (RC). I arbeidsfellesskapet inngår Stavangerfirmaene Kruse Smith Stavanger A/S og T.Stangeland Maskin A/S og Egersundfirmaet Bertelsen & Garpestad A/S.

Den fjerde tunneldelen (Mastrafjordtunnelen 2) drives av Statens vegvesen Rogaland etter en entrepriselignende kontrakt med Rennfast-prosjektet. Ved denne kontraktsinngåelsen var prisene fra anbuds-konkurransen for de andre tunnelkontraktene kjent. En forutsetning for kontrakten med vegvesenet var at tunnelprisen i henhold til kontraktsgrunnlaget skulle ligge på linje med de private kontraktene.

Blokksprengningen for moloen i Mortavika foregår i egen regi.

6. GEOLOGISKE FORHOLD

Akkustiske og refraksjonsseismiske målinger av sjøbunnen ble utført i forbindelse med planarbeidet. I noen grad ble traseen justert ut fra måleresultatene. Minste fjelloverdekning er ca.45m.

I Byfjordtunnelen er fyllitt og kvartsfyllitt de dominerende bergartene. I Mastrafjordtunnelen er gneiser og kvartsitter hovedbergarter. Atskillige svakhetssoner med seismisk hastighet under 3500 m/s er registrert, helt ned i 2600 m/s.

Drivingen av tunnelene har så langt vist rimelig godt samsvar mellom forventede/"planlagte" og virkelige bergartsforhold. Avvikene har stort sett gått i positiv retning.

Under drivingen av tunnelene har sonderboring (utført systematisk), kjerneboring (2 strenger på ca. 51 og 55m) og geoelektriske målinger gitt ytterligere informasjon om foranstående fjell.

Byggherren har til sin oppfølging og beskrivelse av permanent sikring leid inn ingeniørgeolog på heltid.

Fjellet ved Mortavika ferjeleie består for det meste av gneiss ispedd granatglimmer. På terminalområdet og tilstøtende område sprenges blokkene til moloen.

7. TUNNELDRIVINGEN

Tunnelene drives fra begge sider ved hjelp av konvensjonell boring og sprengning. Vegvesenet benytter treboms datarigg fra AMV, mens Rogaland Contractors benytter treboms hydrauliske rigger fra Atlas.

Drivingen baserer seg på to 10-timers skift pr.døgn og 100-timers uke. Permanent fjellsikring medtas etter hvert. Anvendte mengder og typer sikring er angitt under pkt.8. Gjennomsnittlig og maks. inndrift pr.uke er vist i tabell 1 (pr.ca.1 okt.1991). Ukene med dårlig inndrift pga. tung sikring, bl.a. betongstøping, er medregnet i gjennomsnittsinndriften.

	Hittil inndr./ tot.tunnel-lengde m/m	Gj.sn.lig inndr.pr. uke m	Maks inndr. pr.uke m
Byfjordtunnelen 1	2168/3020	39	64
Byfjordtunnelen 2	2052/2814	38	64
Mastrafjordtunnelen 1	2317/2600	42	80
Mastrafjordtunnelen 2	1617/1790	36	62

Tabell 1. Gjennomsnittlig og maks inndrift pr.uke.

8. FJELLSIKRING - METODER OG MENGDER

Den permanente sikringen tar bl.a. utgangspunkt i at kjørebanen skal være tilnærmet 100% dryssfri.

Alle bolter som benyttes er både varmforsinket og pulverlakkert med epoxy. Det anvendes endeforankrede kamstålbolter (polyesterforankret eller ekspansjonshylse) og rørbolter. I tillegg brukes også fullt innstøpte bolter. Alle de endeforankrede boltene ettergyses bak stuff, slik at de kan inngå i den permanente sikringen. Boltelengde 3 og 4m (langt de fleste er 3m).

Stålfiberarmert sprøytebetong (C45 utsprøytet på fjell) anvendes i stor grad, ikke minst i fyllitten. Vanligvis i ca.6 cm tykkelse, men også i tykkere lag og 20-30 cm tykke bjelker/ribber, evt. i kombinasjon med forbolting og radielle bolter.

Full utstøping med betong C45 er anvendt i relativt liten grad. Fjellbånd er anvendt kun i meget liten grad. Nett er omtrent ikke brukt.

Sikringsmengder hittil (pr.ca.1 okt.1991 og inkl. permanent sikring) for hver tunnel er vist i tabell 2.

	Hittil inndr/ tot.tunnel-lengde m/m	Bolter stk/m	Sprøyte-betong m^3/m	Betongut-støping % av tunnel-lengde
Byfjordtunnelen 1	2168/3020	4.6	1.3	0.6
Byfjordtunnelen 2	2052/2814	2.3	1.3	0
Mastrafjordtunnel 1	2317/2600	4.4	0.9	2.1
Mastrafjordtunnel 2	1617/1790	3.0	1.0	3.1

Tabell 2. Sikringstyper og - mengder.

9. LEKKASJEFORHOLD

Tunnelene har hittil hatt tildels langt lavere mengder innlekkasje-vann enn forventet. I Byfjordtunnelen 2 er det foretatt injeksjon/ vanntetting under Soknasundet (liten overdekning, lavhastighetssone 2600 m/s i fjelloverflaten) med i alt 42 tonn injiseringsmasse. Et mindre parti i Mastrafjordtunnelen 2 er stabilisert med 1.6 tonn i 1 injiseringsomgang (ikke vannproblemer).

Lekkasjebildet pr.ca. 1 okt. 1991 er som vist i tabell 3.

	Inndr.hittil/ total tunnellengde m/m	Gj.snittlig innlekkasje liter/min/km	Inj.mengde hittil mot lekkasjer (tonn)
Byfjordtunnelen 1	2168/3020	32	0
Byfjordtunnelen 2	2052/2814	207	42
Mastrafjordtunnelen 1	2317/2600	50	0
Mastrafjordtunnelen 2	1617/1790	8	0

Tabell 3. Lekkasjer i tunnelene.

De tildels beskjedne vannmengdene fører til redusert magasinstørrelse og pumpestørrelse i pumpestasjonene, som i utgangspunktet er dimensjo-nert for en kapasitet lik 300 l/min/km.

10. VANN - OG FROSTSIKRING

En overordnet målsetting er at kjørebanen skal være tilnærmet 100% dryppfri. Som angitt i foregående avsnitt er vannlekkasjene tildels svært små.

Frostmengden i havgapet på Nord-Jæren er svært lav. Tunnelventilasjonen øker frostinntrengningen. I samråd med Veglaboratoriet i Oslo er frostsonen antatt å nå fra portalene og 500m inn fra hver tunnelende.

De første 100m inn fra hver tunnelende og større sammenhengende lekkasjepartier ellers i frostsonen skal sikres med isolert hvelv i fullt profil.

Mindre partier med lekkasjer og enkeltlekkasjer sikres i frostsonen med PE-skum.

Utenom frostsonen anvendes uisolert hvelv i fullt profil (dersom det er lekkasjer også i veggene) eller uisolert hvelv bare i tak. Mindre partier med lekkasjer og enkeltlekkasjer utenom frostsonen vurderes sikret med enkel plastplate festet med vanntette boltegjennomføringer.

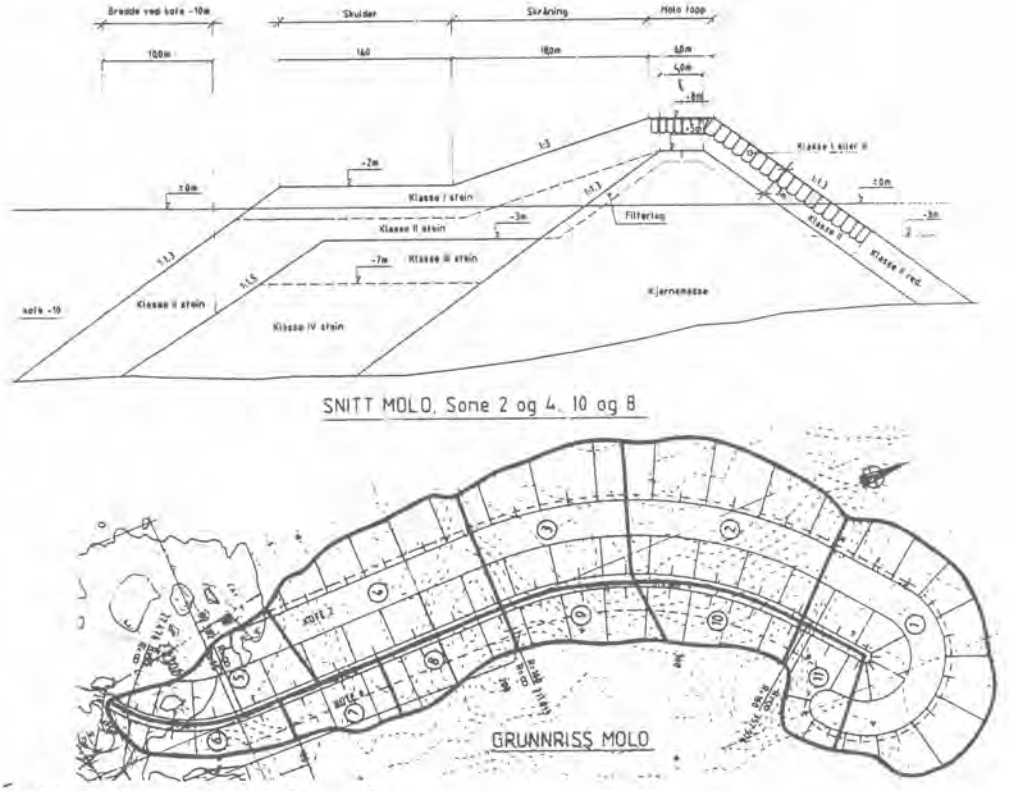
Basert på registreringer hittil er omfang og typer av vann- og frostsikring ventet å bli omtrent som vist i tabell 4.

	Isol. hvelv fullt profil % av tunnellengde	PE-skum % av tot. vegg/tak-areal	Uis.hvelv fullt prof. % av tun-nellengde	Uisol. takhvelv % av tun-nellengde	Uisolert plastpl. % av tot. vegg/tak-areal
By.tunnel 1	6	0	0	10	5
By.tunnel 2	12	2	23	0	3
Ma.tunnel 1	18	1	11	25	4
Ma.tunnel 2	10	5	6	17	6

Tabell 4. Vann- og frostsikring. (estimat)

11. BLOKKPRODUKSJON til MORTAVIKA MOLO

Oversiktsplan og hovedsnitt gjennom moloen er vist i figur 4.



SNITT MOLO, Sone 2 og 4, 10 og 8

Figur 4. Moloen i Mortavika

Moloens kjernemasse er omgitt av forskjellige lag av stein. De forskjellige steinklassene er vist i tabell 4.

Steinklasse	Minste steinvekt tonn	Midlere steinvekt tonn
I	5.5	8.0
II	3.3	5.5
IIred.	2.5	3.3
III	1.0	4.0
IV	1.0	2.0
Erosjonssikr.	1.5	2.0 (maks 3,0)

Tabell 4. Steinklasser i Mortavika molo.

I denne sammenheng er blokk definert som stein med vekt større enn 1 tonn. Sprengninger for blokkproduksjonen foregår like ved moloen, og det er hittil oppnådd en blokkandel på 53%.

Sprengningsarbeidet har ut fra diverse forsøk og tilpasninger funnet sin form:

- Pallhøyde opp mot 25 m, normalt 15-20 m
- Forsetning 3,0 m
- Hullavstand 2,5 m
- To Atlas borrigger benyttes
- 2 1/2" stiftkrone benyttes
- 1 rast sprenges av gangen
- Elektriske tennere
- Dynamitt, anolitt, pipeladning med lettanolitt

Etter hver salve sorteres blokkene i mellomlager.
Forsøk på direkte utkjøring for de to største steinklassene ga ikke tilfredsstillende resultat pga. blokkdeling ved tipping. Alle steinlass går over vekt og blokkene telles. Største blokkvekt er 23 tonn, i praksis begrenset av den maskinelle løfte/bærekapasitet.

I produksjonslinjen inngår i alt ca.16 maskiner og kjøretøyer. Hjelpemaskiner som ladebil, traktor etc. er da ikke medregnet.

TROLL - FASE I LANDFALLSTUNNELER

Siv.ing. B.H. Klüver, A/S NORSKE SHELL

SAMMENDRAG

Trollfeltet som ble oppdaget av Norske Shell i 1979, er verdens største gassfelt til havs. Feltet inneholder mer enn 1200 milliarder kubikk meter utvinnbare reserver.

Feltet ligger omkring 65 km vest for Øygarden i Hordaland Fylke, sentralt i Norskerenna der vanndypet er over 300 meter.

A/S Norske Shell som er operatør for utbyggingen av Troll Fase I har utviklet et konsept der våt gass blir ført iland fra en stor brønnhode-plattform.

Gassen vil bli behandlet ved en terminal på Kollsnes i Øygarden. Tørr gass for salg vil bli eksportert til det europeiske kontinent etter at de våte komponenter (kondensatet) er skilt ut.

På grunn av kupert sjøbunn på den norske vestkysten, vil rørledningene som transporterer gassen bli lagt i en undersjøisk tunnel som vil bli drevet 3,6 km ut under sjøen med utslag på ca. 170 m vanndyp.

Den første tunnelen som er planlagt for Troll Fase I utbyggingen vil få et tverrsnitt på 76 m^2, dette for å få plass til 5 store rørledninger (størrelsesorden 36" til 42" i diameter). I senere tid er det besluttet å drive en tilleggstunnel, parallell med hovedtunnelen, i avstand ca 50 m fra denne. Tilleggstunnelen er planlagt med tverrsnitt 48 m^2 og vil bli drevet for å romme opp til to eksportledninger med diameter opp til 42".

Tunndeldrivingen vil bli startet fra land på Kt. ca. + 5 m. Tunnelene vil bli drevet på synk 1:7 de første 1,6 km til laveste punkt på Kt. Ca. - 240 m. De neste 2 km av tunnelene vil bli drevet med stigning på 1:100 til utslagsområdet.

Tunneldriften vil bli utført med vanlige prosedyrer for boring og sprengning. Utslag vil stort sett bli utført konvensjonelt med prosedyrer tilpasset prosjektet og vanndypet.

SUMMARY

The Troll Field which was discovered by A/S Norske Shell in 1979, is the worlds largest offshore gas accumulation, holding recoverable reserves of more than 1200 billion cubic meters.

The location is only 65 km west of the Norwegian main land, right in the middle of the Norwegian Trench at a record breaking field development water depth of more than 300 meters.

A/S Norske Shell which is Operator of the Troll Phase I field development has developed a concept whereby untreated wet gas will be piped ashore from a large wellhead platform.

The multiphase gas mixture will be processed at an onshore terminal, yielding dry sales gas to be exported to the European Continent and a separate export of stabilised condensate.

Due to very rugged seabed conditions off the Norwegian west coast, the pipelines bringing the gas mixture ashore and the sales gas export lines will be laid inside an underwater tunnel, which will extend about 3.6 km out into the sea. Piercing and tie-in will be at approximately 170m water depth.

The first tunnel which is planned for the Phase I development will be of extraordinary size, with a cross section of about 76 m^2, in order to accomodate space for up to five large diameter pipelines (size range 36" to 42" diameter). Recently it has been decided to excavate an additional tunnel, parallel to and in a distance of 50 m from the main tunnel. The additional tunnel is designed to accommodate up to two export pipelines with diameter up to 42".

The tunnel construction will start from the onshore end at level +5 meters, and the excavation will be executed some 1.6 km at a downward gradient of 1:7 to the lowest point at level - 240 meters. The 2 km of the tunnel will be excavated at an upward gradient of 1:100 to the piercing area. Here the main tunnel will be split in two branches, from which approx. 25 meter long vertical shafts will be excavated up to the sea floor.

The entire tunnel construction will be carried out by the drill and blast method. Special techniques will be applied when executing blasting of the last rock plug in the piercing shafts.

The paper describes and discusses the various civil construction aspects and the subsequent mechanical outfitting of the tunnel.

PROSJEKTOVERSIKT OG KONSEPTVALG

Etter at beslutningen var tatt om å behandle trollgassen på land, ble det rask bestemt å legge inngående og utgående gassrørledninger i tunnel gjennom den vanskelige strandsonen og opp til behandlingsanlegget.

Innledningsvis ble det planlagt å drive en tunnel for seks gassrørledinger (tre for eksport og tre for import). Da det etter hvert ble klarlagt at data for den ene eksportledningen ikke ville bli tilgjengelig tidsnok til at ledningen kunne legges i tunnelen, ble det besluttet å drive en tilleggstunnel parallelt med hovedtunnelen for å oppnå øket fleksibilitet. Dette også med tanke på at data for en av de andre eksportledningene kunne bli forsinket. Andre fordeler ved å drive to tunneler fremfor én, er at tunnelprofilet i hovedtunnelen kan reduseres. To tunneler betyr således både bedre sikkerhet og bedre fleksibilitet med tanke på fremtidige endringer samt en mulig innkorting av drivetiden for hovedtunnelen hvilket ikke skal belyses videre her.

Ved Troll Fase I - utbyggingen har det også vært nødvendig å ta hensyn til den fremtidige Troll Fase II - utbyggingen. Primært innebærer dette at 1000 m tunnel for Troll Fase II må drives nå i første fase. At det i Troll Fase I - utbyggingen også må planlegges og bygges for neste fase gjør prosjektet ganske komplekst, men også langt mer interessant.

Det er besluttet at gassrørledningene og andre rørledninger i og utenfor tunnelen skal tilbakefylles med nedknuste steinmasser eller alternativt med betong for bl.a. å øke sikkerheten mot ytre skader og oppadrettet bukling. Type tilbakefyllingsmasse som vil bli benyttet er fremdeles under utredning.

Tunnelen vil bli vannfylt i operasjonsfasen og det vil bli installert vannutskiftningsrør i utslagsjaktene sammen med gassrørledningene. Vannhastigheten i tunnelene vil bli bestemt av pumper montert i egen grentunnel på land.

Det evalueres fortsatt om gassrørledningene skal forankres i tunnelenes endepunkter eller om ledningene skal ha mulighet for ekspansjon (ekspansjonssløyfer). Uansett vil rørene bli forankret i tunnelens lavbrekk.

Det er planlagt å forbinde rørledningene i tunnelen til rørledningene på sjøbunnen via rør i vertikale sjakter. Rørene i sjaktene vil bli innstøpt i betong.

Drivingen av tunnelene vil bli startet fra land og pågå uavbrutt til grentunnelene mot de to utslagssjaktene for hovedtunnelen og den ene utslagssjakten for tilleggstunnelen er etablert. Innledningsvis vil ca 1600 m tunnel bli drevet på synk 1:7 til laveste nivå - 240 m. Deretter vil ca. 2000 m tunnel bli drevet med stigning 1:100 til utslagsområdet. I tillegg til driving av hovedtunnelene vil grentunneler på land, inklusive 1000 m av Troll Fase II - tunnelen bli drevet når dette passer inn i den øvrige tunneldrivingen.

Når de to tunnelene er drevet frem til utslagsjaktene vil omfattende injiseringsarbeider i sjaktområdene bli utført før sjaktene drives opp til ca. 6 m utslagssalve gjenstår. Deretter vil det bli støpt betongbarriere med mannhull i grentunnelene ca 30 m fra sjaktene. Når utslagssalven er ferdig sprengt vil betongbarrieren skille den vannfylte sjakten fra resten av tunnelsystemet og sjakten vil være klar for rørmontasje etter at nødvendige inspeksjoner og renskearbeider er utført.

Tunneldrivingen ble påbegynt i oktober 1991 og vil være avsluttet i august 1993. Dette tilsvarer en gjennomsnittlig uke-inndrift i overkant av 40m.

FORUNDERSØKELSER/TRASÉVALG

Det har vært utført geologiske og geofysiske forundersøkelser. De geofysiske undersøkelsene er gjennomført som akustiske og refraksjonsseismiske målinger. I tillegg er det utført én kjerneboring i sjøbunnen i en svakhetssone og flere i utslagsområdet. For å sikre prosjektet har forundersøkelsene vært mer omfattende enn vanlig for undersjøiske tunneler i Norge.

Fjellet i området består av prekambrisk gneis med hovedsaklig granittisk sammensetning. Bergartstrukturens strøkretning er orientert tilnærmet N-S med varierende østlig fall. De største svakhetssoner er vist på vedlegg. De fleste svakhetssoner som skjærer tunnelen er vertikale og har strøkretning tilnærmet N-S. Dette betyr gunstig skjæring med tunnelen. På bakgrunn av forundersøkelsene forventes ikke større problemer i svakhetssonene enn at de kan takles med konvensjonell tunneldrift. Det forventes stort sett moderate vannlekkasjer i svakhetssonene og i fjellet forøvrig.

Hovedtanken bak trasévalget har vært å unngå de største svakhetssonene som løper mer eller mindre parallelt med tunnelene og samtidig tilstrebe størst mulig fjelloverdekning. Utslagsområdet er valgt på bakgrunn av tunneltekniske aspekter, men ikke minst plasshensyn på havbunnen og forhold forøvrig for rørledningene på havbunnen har vært vel så viktige momenter for valg av utslagssted. På land er det lagt vekt på å minske rørledningslengder mellom tunnelmunninger og ESD-ventiler ved væskefanger. Samtidig er det lagt vekt på å etablere utblåsningsretning bort fra gassbehandlingsanlegget dersom et totalt rørbrudd el. liknende skulle skje i tunnelen. Dette er åsaken til det spesielle arrangementet med inngangstunneler og adkomstunneler på land.

TUNNELTVERRSNITT/INSTALLASJONER

Vedlegg viser tunneltverrsnitt og rørarrangement for de to tunnelene. De foreslåtte tunnelprofiler er under revurdering og vil om mulig få reduserte høyder. I hovedtunnelen vil rørinstallasjon og tilbakefylling foregå i to faser. Først installeres eksportrørledningene og glykolledningen hvoretter omfyllingen skjer. Deretter installeres importrørene og omfylles. I sekundærtunnelen installeres opp til to rør samtidig og tilbakefylles i ett.

Når sjaktsprengingen er utført inklusive utslagssalver vil sjaktene, som har tverrsnitt ca 20 m^2, omgående bli inspisert og rensket med ROV. Dersom nødvendig vil også dykker bli benyttet. Dette som en forsikring om at

sjaktene er klare for installasjon av stigerørene. Stigerørene installeres i ett som en importrørpakke med tre gassrør i importsjakten og en eksportrørpakke med opp til to gassrør i eksportsjakten. I sekundærtunnelens sjakt vil det også bli installert opp til to gassrør. Stigerørspakke er vist på vedlegg.

Før utslagssalven sprenges vil det bli montert to styre/anleggskrager i hver sjakt. Den øverste kragen vil virke som en styring, mens den underste kragen vil virke både som opplagring, styring og som tetting for betongomstøping av rørene.

Stigerørpakkene vil bli produsert ferdig og sveiset sammen til en enhet før de blir fraktet ut til utslagsområdet på lekter og løftet på plass ved hjelp av kranfartøy. Mellom kranfartøyet og den øvre kragen i sjaktene vil det bli montert to føringswirer for å lede stigerørpakkene ned i sjaktene.

De omtalte krager i sjaktene vil bestå av en sammenhengende ståldel som monteres i sjaktene ved at de støpes inn i betong. For å sikre tilpassing til stigerørpakken vil ståldelen av kragene bli produsert parallelt med, og på samme sted som stigerørpakkene. Deretter vil de bli fraktet til anlegget for å monteres i sjaktene. Ståldelen vil bli designet og produsert tilstrekkelig solid til at kragene med betongfylling på innsiden motstår påkjenningene fra utslagssalven.

Avslutningsvis vil ferdig montert stigerørpakke bli omstøpt i betong. Det er planlagt å innlede omstøpingen ved å støpe en ca. 3 m betongplugg nederst. Når denne er herdet, vil resten av sjakten opp til sjøbunnen bli støpt i ett. Betongen pumpes inn fra tunnelen gjennom borehull i fjellet, eller pumpes ned fra overflatefartøy.

GJENNOMFØRBARHET/SIKKERHET

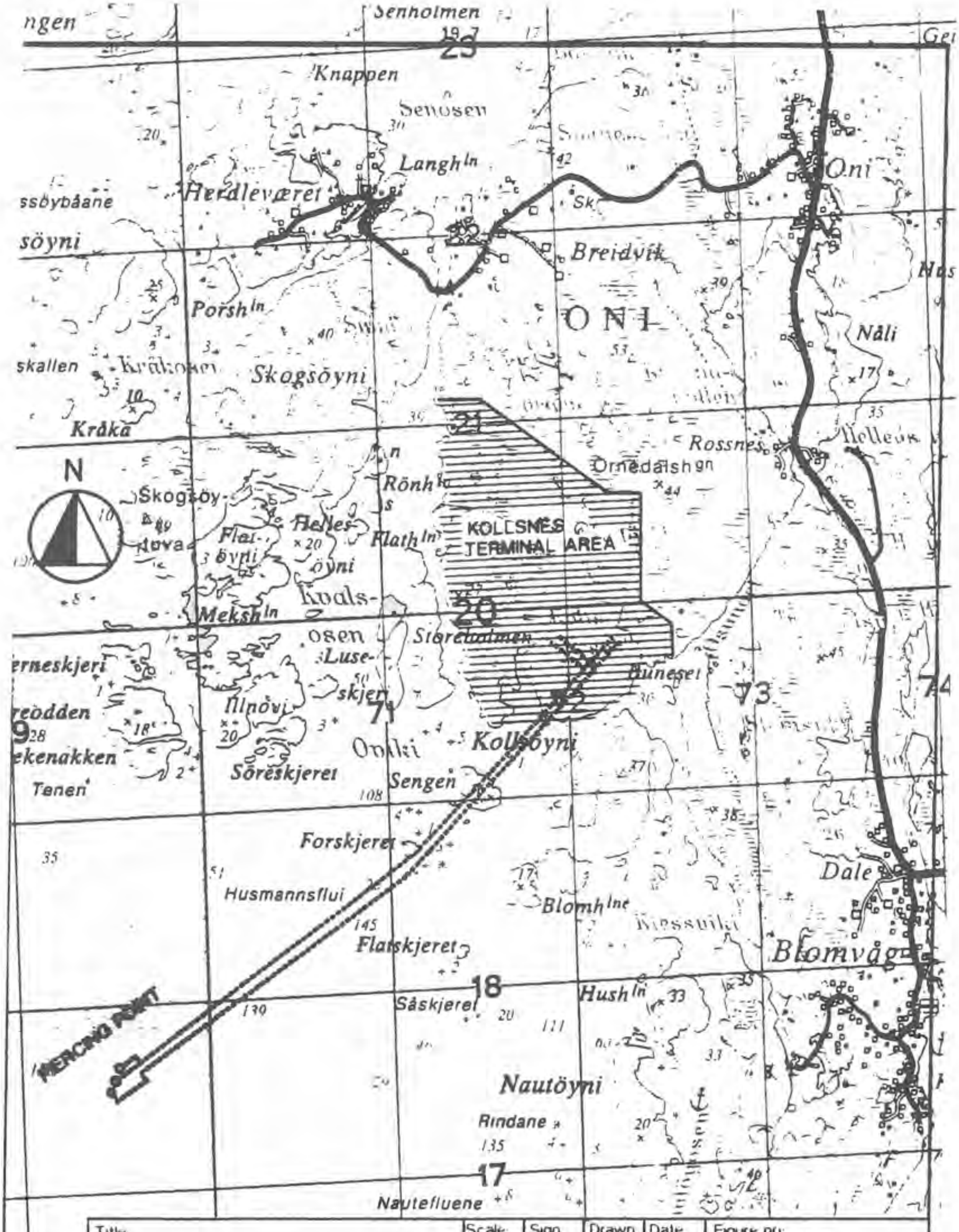
Ved angjeldende tunnelprosjekt har det vært lagt mer vekt på både sikkerhet og gjennomførbarhet enn vanlig for norske fjellanlegg. Dette p.g.a. de enorme konsekvenser det vil ha dersom det skulle oppstå svikt ved vesentlige deler av anlegget. Personsikkerhet i prosjektet vil ikke bli diskutert her da det er ivaretatt i annet foredrag på bergmekanikkdagen.

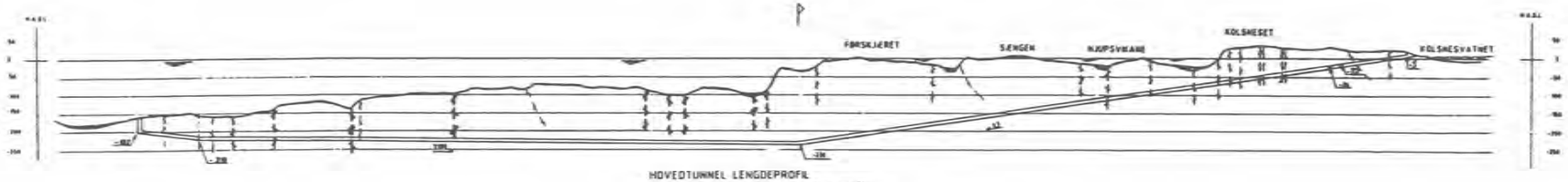
Ved siden av forundersøkelsene der det er innhentet meget detaljerte opplysninger og data om fjellforholdene, vil selve tunneldriften være sikret ved intens overvåking både fra byggherre og entrepenør. Sondreboring foran stuff vil være en forutsetning for å frembringe relevante data om fjellet på et tidlig tidspunkt. I paraksis regner en med at dette opplegget kombinert med det mest formålstjenlige utstyr for å utføre sikring vil ivareta tilstrekkelig sikkerhet mot ras eller vanninnbrudd.

Den mest kritiske del av fjellarbeidene er utslaget på ca. 170 m vanndyp. Med dette som utgangspunkt er det allerede utført verifikasjoner så langt i prosjekteringen både ved at de mest erfarne spesialister i Norge på de aktuelle fagområder er oppsøkt for å uttale seg om prosjektet og ved at det er arrangert SAFOP. Disse verifikasjonene har ikke avdekket vesentlige svakheter i den prosjektering som til nå er utført.

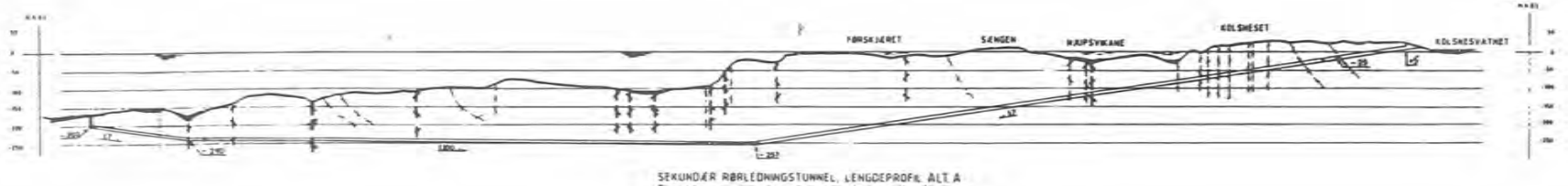
I opplegget for å sikre gjennomførbarheten av tunnelene er det også regnet med ev. bypass av ras dersom dette mot all sannsynlighet skulle bli nødvendig. Dersom sjaktdrivingen eller utslagssalven skulle feile, er det planlagt sprenging av alternative sjakter på luftsiden av betongbarrierene som vil bli støpt i grentunnelene ved sjaktene.

Nedgraving av rørene utføres for å gjøre tunnelene så sikre som mulig i driftsfasen. Likeså er det vurdert at vannfylling av tunnelene vil øke sikkerheten ved at en kan utelate ekstra installasjoner som er nødvendig i en tørr tunnel. Som en følge av dette vil jevnlige inspeksjoner være overflødige.Inspeksjon i seg selv innebærer risiko både for anlegg og involverte personer. Det er imidlertid planlagt å kunne tømme tunnelen for vann når dette er ønskelig for å inspisere.


Senholmen
Knappen
Senosen
Langh ln
Herdleværet
ssbybåane
söyni
Oni
Breidvik
ONI
Porsh ln
Nåli
skallen
Kråkosen
Skogsöyni
Kråka
Rossnes
Helleås
Ornedalsh gn
N
Skogsöy-
Flat-
öyni
Helles-
öyni
Rönh ln
Flath ln
KOLLSNES
TERMINAL AREA
Kvals-
osen
Meksh ln
Storeholmen
Luse-
skjer
erneskjeri
Huneset
eödden
Illnövi
Kollsöyni
ekenakken
Söreskjeret
Onki
Sengen
Tenen
Forskjeret
Husmannsflui
Dale
Blomh lne
Blomvåg
Flatskjeret
Såskjeret
Hush ln
PIERCING POINT
Nautöyni
Rindane
Nautefluene
Title:
Scale:
Sign:
Drawn:
Date:
Figure no:
10
Project:
Client:
TROLL
A.R. REINERTSEN

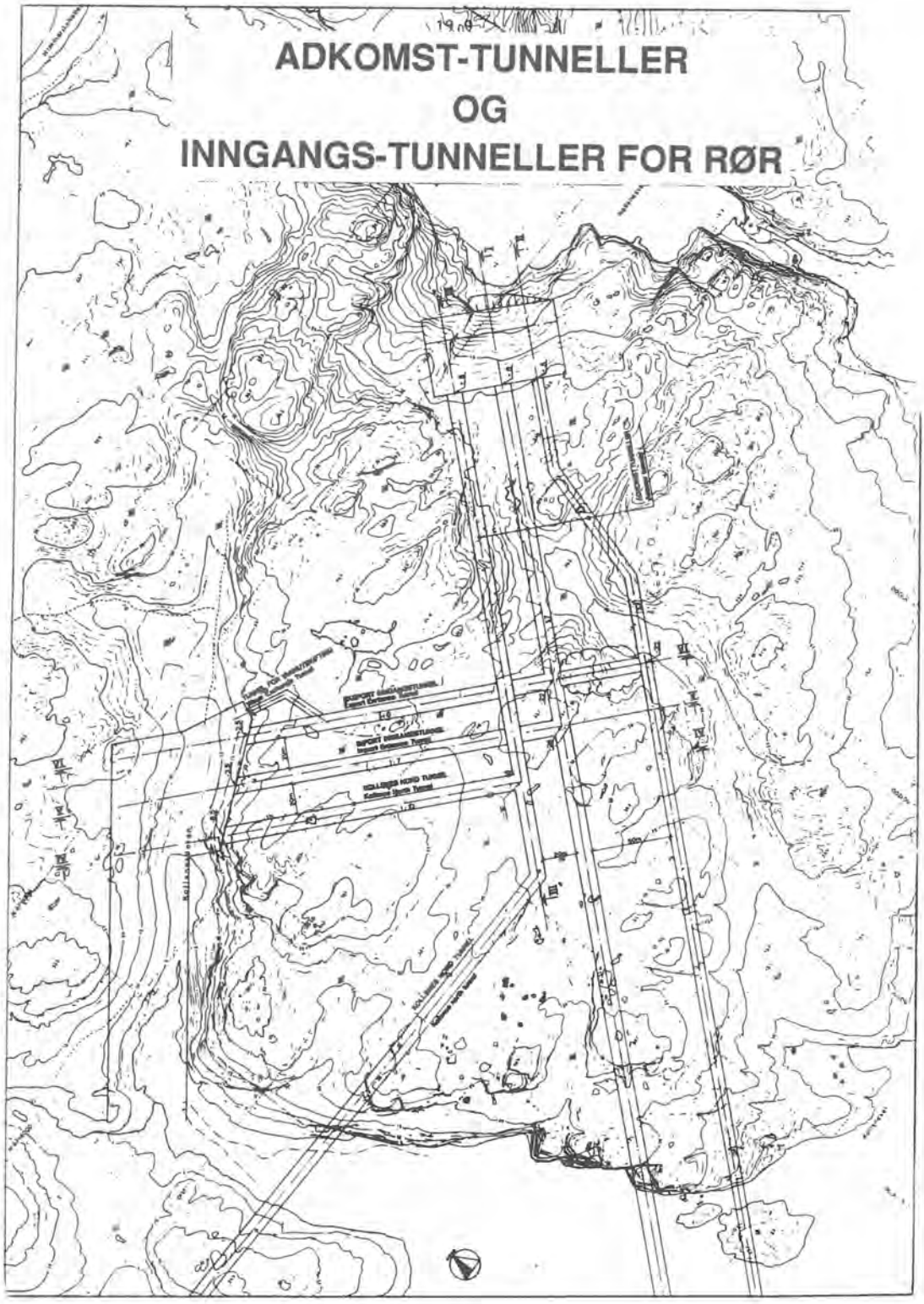


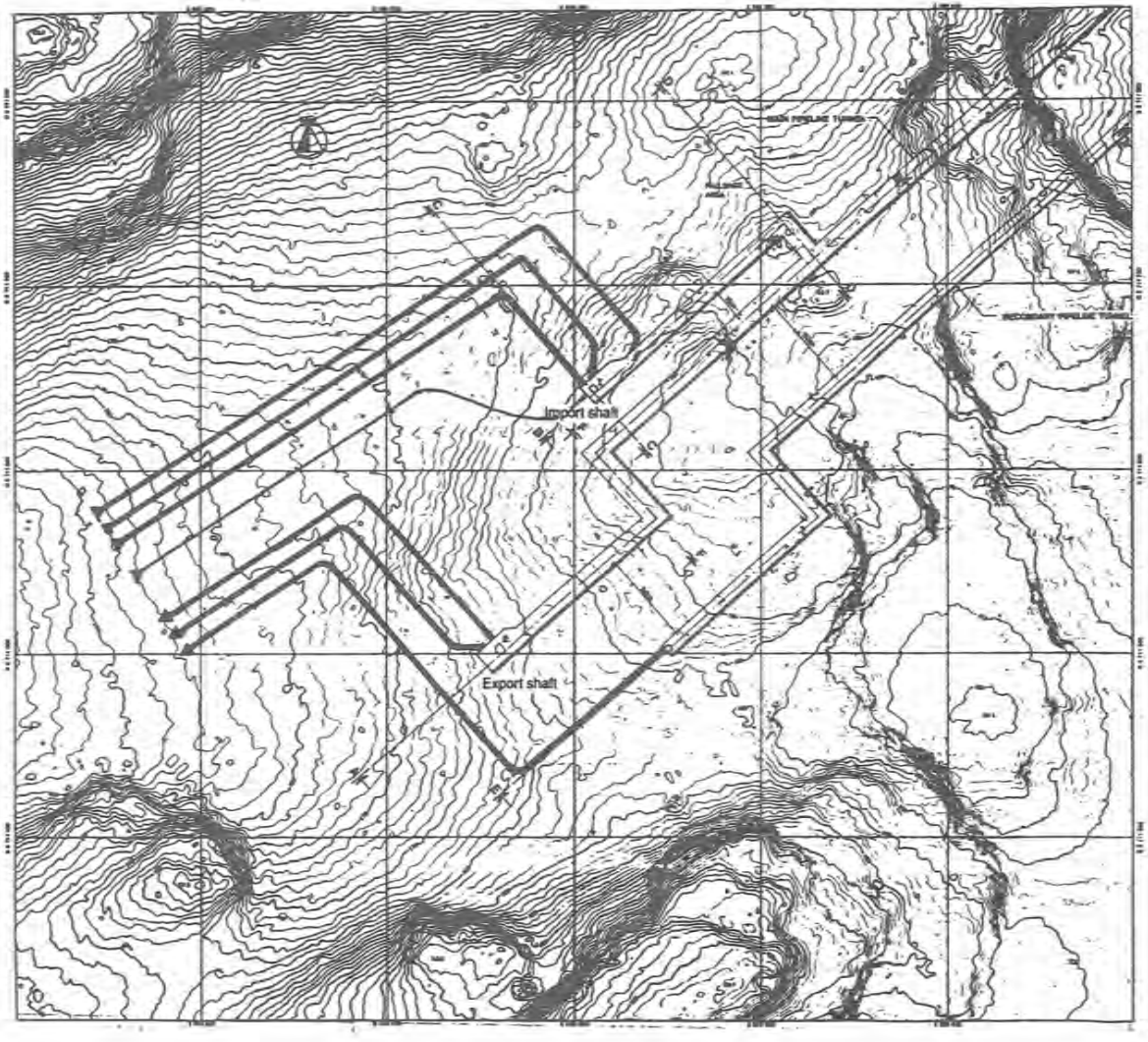
HOVEDTUNNEL LENGDEPROFIL
Main pipeline tunnel, longitudinal profile



SEKUNDÆR RØRLEDNINGSTUNNEL, LENGDEPROFIL ALT A
Secondary pipeline tunnel, longitudinal profile ALT A

ADKOMST-TUNNELLER
OG
INNGANGS-TUNNELLER FOR RØR



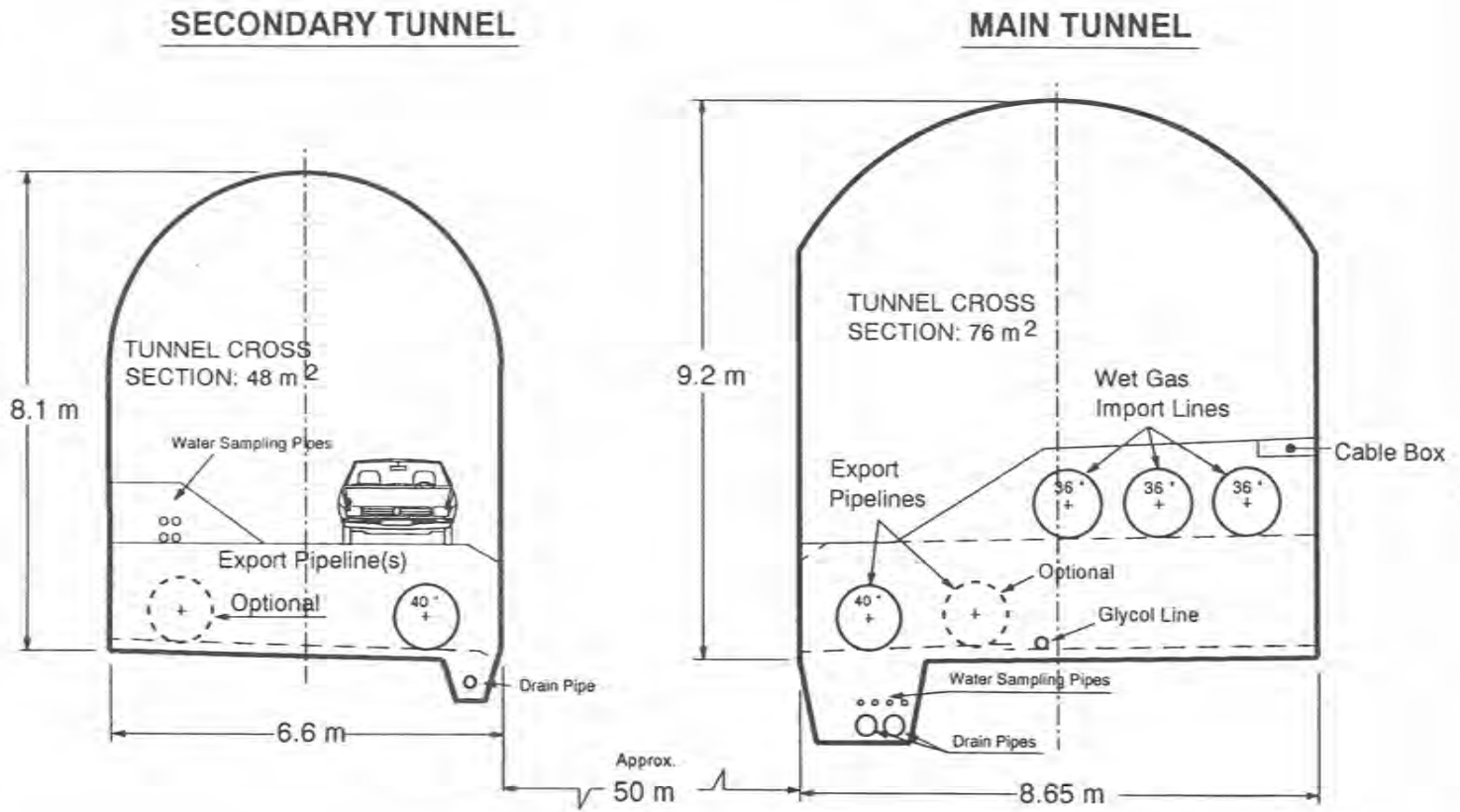


GENERAL ARRANGEMENT SEABED PIPELINE LAYOUT

19.10

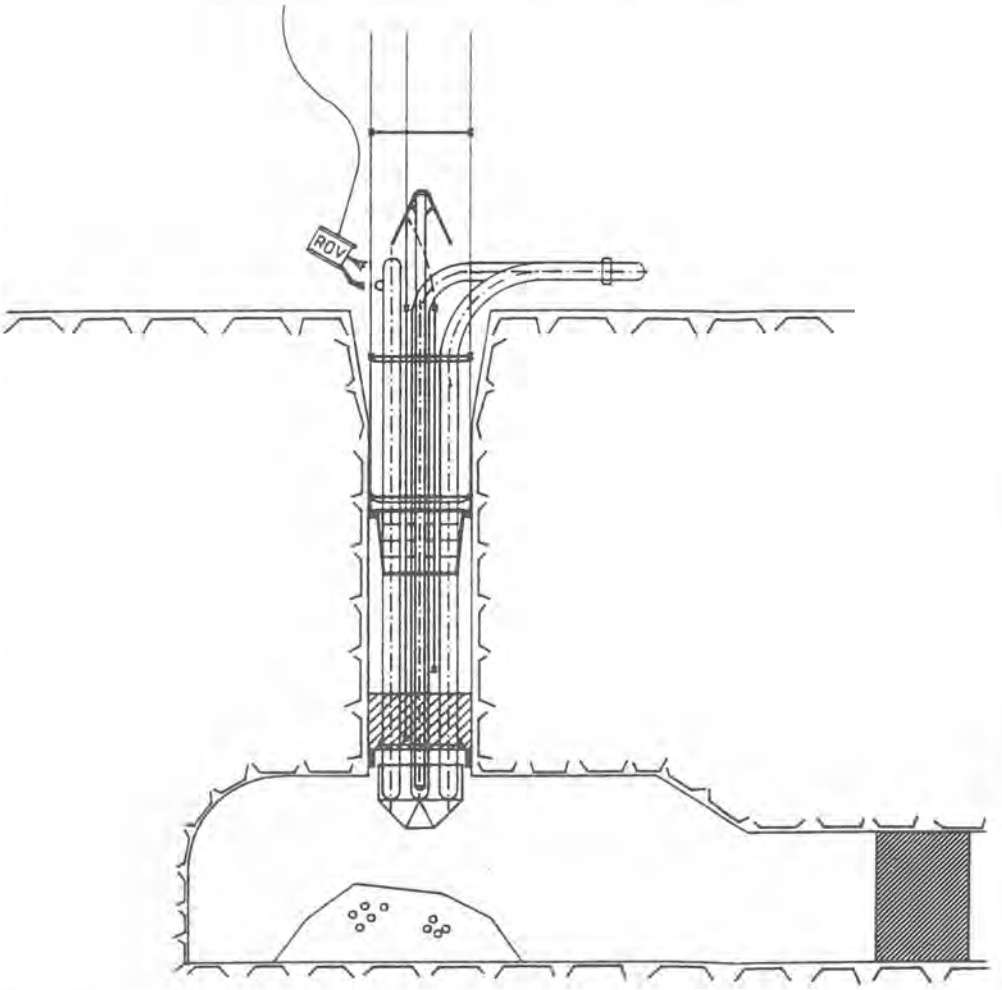
TROLL PHASE I

TUNNEL CROSS SECTIONS - VIEW FROM SHORE



19.12

UTSLAGSSJAKT
MED STIGERØRSPAKKE



Title:	Scale:	Sign:	Drawn:	Date:	Figure no:
Project:	Client:				

ERFARINGER FRA FJELLINJENS MÅLEPROGRAM
THE OSLO TUNNEL. EXPERIENCE FROM THE MONITORING PROGRAM

Sivilingeniør Kåre Digernes
Statens vegvesen Oslo

Sammendrag

Fjellinjen fører E18 i tunnel under Oslo sentrum, Oslotunnelen. Prosjektet ble åpnet for trafikk 18. januar 1990.

Den 1800 meter lange Oslotunnelen består av to parallelle fjelltunneler med lengde 1526/1531 meter. I hver ende er det løsmassetunnel i betong med samlet lengde 273 meter. Fjelloverdekning over tunnel varierer mellom 4 og 40 meter.

I forbindelse med bygging av E18 Fjellinjen ble det gjennomført et stort måleprogram for å sikre at det ikke oppsto skader på omgivelsene. Dette måleprogram omfattet bygningsbesiktigelse, setningsnivellement, rystelsesmålinger og poretrykksmålinger. Innenfor det området som kunne bli influert av prosjektet har dette måleprogrammet omfattet:

- bygningsbesiktigelse og setningsnivellement på 440 bygg
- 147 målepunkt for rystelser
- 92 poretrykksmålere

Summary

The Oslo tunnel (Oslotunnelen) is a highway tunnel under the city of Oslo.

The Oslo tunnel comprises two parallel three-lane tubes running 1527 meters through bedrock. In each end there is a cut-and-cover tunnel with length 273 meters. The overburden over the rock-tunnel varies between 4 and 40 meters.

A comprehensive monitoring program has been carried out during the construction of the tunnels to assure that there would be no damage in the city:

- building inspection and settlement measurment of 440 buildings
- vibration monitoring in 147 points
- pore pressure measurement in 92 piezometers

FJELLINJEN

E18 er lagt i tunnel under Oslo sentrum, Oslotunnelen. Prosjektet E18 Fjellinjen var delt i 3 entrepriser: Daganlegg Filipstad, fjelltunneler og Daganlegg Øst.

Fjelltunnelene er 2 parallelle tunneler med lengde 1526/1531 meter. Tunnelene har 3 og 4 kjørefelt. Utsprengt tverrsnitt varierte mellom 88 og 153 m^2.

Fjelltunnelene har en fjelloverdekning som varierer mellom 4 og 40 meter. Laveste punkt i tunnelene er kote - 47 under Rådhusplassen.

Målsetning ved bygging av fjelltunnelene var at innlekkasje av vann ikke skulle overskride 1,5 - 3,5 liter pr. minutt pr. 100 meter tunnel målt på delstrekninger. Vest for rømningsvei under Kontraskjæret er det vanntett uarmert betongutforing. Øst for rømningsvei er fjellet permanent tettet ved injeksjon slik at betongutforingen bare tjener som hvelv.

Daganlegg har løsmassetunneler bygget i armert betong. Samlet lengde tunnel er 273 meter.

Anleggsstart var i mars 1987. E18 Fjellinjen ble åpnet for trafikk 18. januar 1990.

MÅLEPROGRAM

Her skal bare omtales det måleprogram som direkte hadde med forholdet til omgivelsene å gjøre:

- bygningsbesiktigelse
- setningsnivellement
- rystelser
- poretrykk

Det ble helt fra prosjektering av E18 Fjellinjen startet utarbeidet planer for et svært omfattende måleprogram av følgende grunner:

- sprengning og vanntetting kan justeres underveis på grunnlag av måledata.
- påståtte skader som ikke har sammenheng med anleggsdriften kan raskt avvises.
- måleresultatene blir brukt som dokumentasjon ved skadeoppgjør.
- psykologisk: Berørte naboer føler det betryggende når de blir informert om det omfattende måleprogram som hele tiden er i gang. Målingene må da selvfølgelig presenteres i en omfattende, jevnlig informasjon til naboene.

FJELLINJEN - MÅLEPROGRAM var emne for Torbjørn Johansen, Geoteknisk kontor - Oslo kommune i sitt foredrag på Fjellsprengningskonferansen i 1987.

Nå vil vi presentere en del erfaringer vi har gjort med dette måleprogram.

KOSTNADER

Kontrakt om utførelse av bygningsbesiktigelse, setningsnivellement og rystelsesmålinger ble inngått etter en åpen tilbudskonkurranse.

Bygningsbesiktigelse er utført av Geoteam og TV-team. Setningsnivellement er utført av Oppmålingsteknikk - Per Hammer og rystelsesmålinger av Norges Geotekniske Institutt.

Poretrykksmålinger (inklusiv installering av målere, avlesing og rapportering) er utført av Geoteknisk kontor - Oslo kommune.

Totalkostnadene for dette måleprogram ble i løpende kroner:

Bygningsbesiktigelse	kr 1.071.000,-
Setningsnivellement	kr 1.984.000,-
Rystelsesmålinger	kr 2.912.000,-
Poretrykksmålinger	kr 1.852.000,-
Sum	kr 7.819.000,-

Anleggskostnad har vært kr 1.098.000.000,- i løpende kroner. Kostnad med dette måleprogram utgjør da 0,7 % av anleggskostnad.

Sprengning av tunnelene kostet kr 48.000.000,-. Kostnad med rystelsesmålinger utgjør da 6 % av sprengningskostnad.

SKADER

På fig. 1 er plottet lokalisering av skadesaker (påståtte + reelle). Totalt har det vært 52 skadesaker. I tillegg har det vært en del telefonhenvendelser om skader som er avvist tvert.

Det er utbetalt følgende i skadeerstatninger:

Daganlegg Filipstad	kr 401.000,-
Fjelltunnel	kr 2.449.000,-
Daganlegg Øst	kr 126.000,-
Sum	kr 2.976.000,-

Pr. 1. oktober 1991 er det en skadesak som ikke er ferdigbehandlet, og den tilhører Daganlegg Øst.

For fjelltunneler er fordelingen av skadeerstatninger slik:

Rystelsesskader	kr 0,-
Injeksjonsutgang til terreng og ledninger	kr 1.891.000,-
Setningsskader	kr 488.000,-
Annet	kr 70.000,-
Sum	kr 2.449.000,-

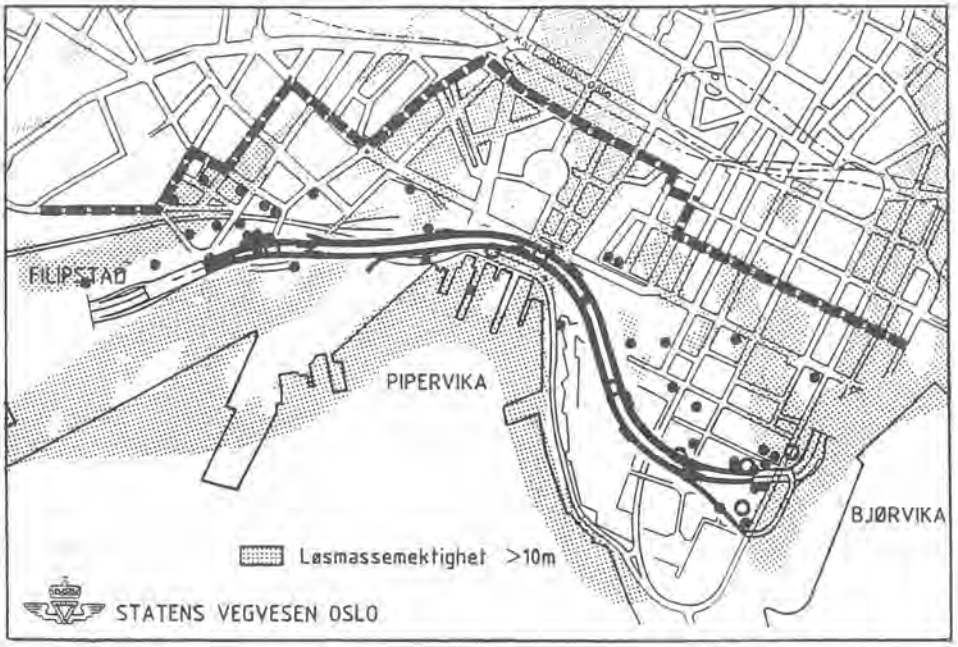


Fig. 1 Skadesaker

- skadesaker (påståtte + reelle)
- utgang av injeksjonsmasser
- område for bygningsbesiktigelse

Merk at det ikke er utbetalt noen erstatning for rystelsesskader.

Det har vært 7 utganger av injeksjonsmasse til terreng og ledninger (+ en utgang fra Daganlegg Øst). En utgang ved / i restaurant Waterfront i Munkedamsveien 53 B kostet alene kr 1.813.000,- å reparere. Dette var den desidert største enkeltskade. Uhellet skjedde forøvrig under Fjellsprengningskonferansen i 1987.

Det har vært setningsskader på ett bygg på Akershus Festning og på en spillvannskulvert på Filipstad. I tillegg er det betalt erstatning for hevning(!) av ett bygg ved Den Gamle Loge.

Annet utgjør 4 skadesaker.

Av 52 påståtte + relle skader var bygningsbesiktigelse og setningsnivellement til støtte i behandlingen av 31 av disse skadesakene. De resterende 21 saker var: Utgang av injeksjonsmasser, vannskader, skader på ledninger og konstruksjoner i grunnen osv.

BYGNINGSBESIKTIGELSE

Området hvor det er utført bygningsbesiktigelse, er vist på fig. 1. Innenfor dette området er det 440 hus med varierende størrelse, fra små garasjer til Rådhuset som det største.

Omfanget av besiktigelsen varierte:

- Omfattende nærmest tunnelene:	Det medførte besiktigelse av alle kjellere, oppganger og fasader. Dessuten skulle alle innvendige rom besiktiges i den grad det ble ansett nødvendig for å beskrive gårdens tilstand.
- Normalt utenfor dette området:	Det skiller seg fra omfattende ved at det ikke besiktiges innvendige rom.
- Alunskifer:	I området hvor det var alunskifer skulle det spesielt sees etter typiske skader fra alunskifer.

Besiktigelse er foretatt ved hjelp av videofilming med samtidig innlesing av tale. Vi mener at videoregistrering er nødvendig når det er så store bygningsmasser som skal besiktiges.

Det gikk med 1261 timer til å filme alle disse byggene (Rådhuset unntatt). I tillegg gikk det med 783 timer til prosjektadministrasjon, kvalitetskontroll, kopiering, arkivering og rapportering.

Kvaliteten på opptakene har vært varierende. Vi mener at de som skal utføre videoregistreringen må godkjennes av byggherren på forhånd. Foruten å mestre det filmtekniske, er andre viktige egenskaper: ryddighet, tålmodighet, nøyaktighet og sans for små detaljer i byggets helhet. Vår erfaring er at byggeteknisk utdanning og erfaring er av mindre betydning. Kvaliteten var best på registrering gjort av en filmfotograf fra NRK-Dagsrevyen som da jobbet i TV-team. Han utførte bygningsbesiktigelse i Rådhuset og på Rådhusplassen.

Det er ellers nødvendig å bringe med skikkelig lyskaster. Det er viktig å filme detaljert: keramikkfliser, sprekker i glass og vindusruter, fuktskader og spor etter vannlekkasjer. Støttemurer rundt bygget må filmes.

Omfanget av besiktigelse synes i ettertid å være fornuftig. Det kunne selvfølgelig ha vært ønskelig å ha filmet alle rom i bygningene. Med det bygningskomplekset som er i Oslo sentrum ville det imidlertid ha blitt altfor kostbart.

Plott av skadesaker (fig. 1) viser at område for besiktigelse var stort nok. Vi mener at besiktigelse rundt tunneler med liten overdekning må utføres innenfor et område som strekker seg 100 meter tilside for tunnelveggene. Der det er dyprenner med leire, bør denne avstand økes alt etter faren for setninger i dyprennene, og da opptil 200 - 300 meter tilside for tunnelene.

SETNINGSNIVELLEMENT

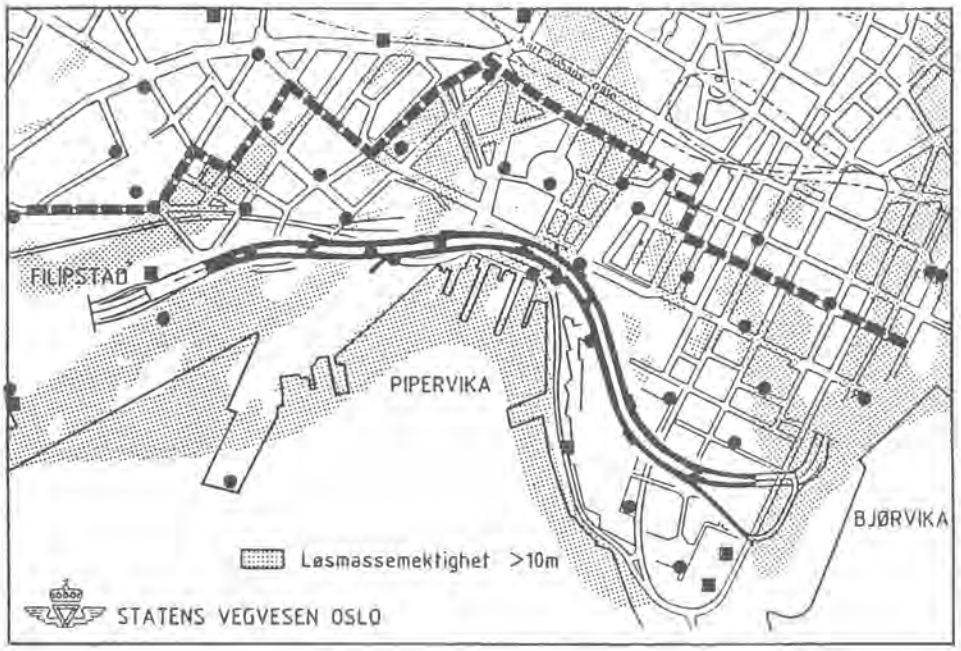


Fig. 2 Setningsnivellement

- primærnett
- sekundærnett
- område for setningsnivellement

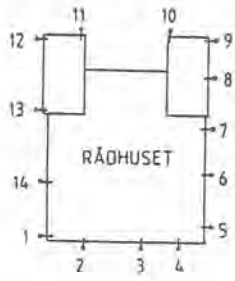
På fig. 2 er det vist område for setningsnivellement. Dette område er det samme som for bygningsbesiktigelse.

Innenfor dette området er det satt inn setningsbolter i alle bygg. I hvert bygg er det satt inn bolter i alle hjørner. Langs veggene er det ca. 20 meter mellom boltene. Det er ikke nok med 1 bolt i hvert bygg!

Det er satt inn setningsbolter i 440 bygg. Totalt er det satt inn 4110 bolter.

Før setningsnivellementet kunne starte var det nødvendig å måle et nytt grunnlagsnett, da det eksisterende ikke hadde tilstrekkelig nøyaktighet. Grunnlagsnettet er vist på fig. 2, og det har 8 fastmerker i fjell. Derfra er det etablert et sekundærnett med 40 fastmerker. Nivellement av setningsboltene blir utført med utgangspunkt i sekundærnettet. Nøyaktighet på målingene er $\pm$ 1 mm.

Målehyppighet har variert fra månedlig til halvårlig. Byggherren har bestemt målehyppighet. Totalt er det utført 33955 enkeltmålinger på de 4110 boltene. Målingene er rapportert som vist på fig. 3 (neste side).



Gate ved Bygning | Setning (–) Hevning (+) i mm | Ny bolt | Bolt dekket/ubilg

Bolt nr.	Utgangs-høyde 22/ 1988	46/88	50/88	2/89	6/89	11/89	16/89	20/89	45/89	19/90
1	4,5295	0	0	+1	+1	0	0	0	0	0
2	4,3834	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	4,5999	0	+1	0	0	0	0	0	0	0
4	4,1139	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	4,0908	0	0	+1	+1	0	0	0	0	0
6	3,7754	0	+1	0	0	+1	+1	0	0	0
7	4,0342	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	4,1928	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	5,4089	0	0	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
10	6,0106	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
11	8,771	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	8,5849	0	-1	0	0	0	0	0	0	0
13										
14	5,4069	0	0	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-2

Fig. 3 Setningsnivellement på Rådhuset

Fakturering for nivellement ble gjort etter følgende enhetspriser.

- Innsetting av bolter: ca. kr. 60,- pr. stk.
- Nivellement pr. bolt: ca. kr. 40,- pr. stk.

I den østre del av Akershus Festning ble en del bygg hevet på grunn av injeksjon. Injeksjonsmassen gikk her inn mellom horisontale lag av mænaitt og alunskifer. Maksimalt ble det 15 mm hevning på ett bygg.

Over tunneler med liten overdekning er det ikke uvanlig at injeksjon gir hevning i størrelse 0 - 5 mm. Det er derfor viktig at fastmerker ikke legges nærmere tunneltracéen enn 50 meter.

Når det gjelder område for setningsnivellement, mener vi at innsetting/innmåling av bolter bør utføres i alle hus som kan tenkes å få setning/hevning.

RYSTELSER

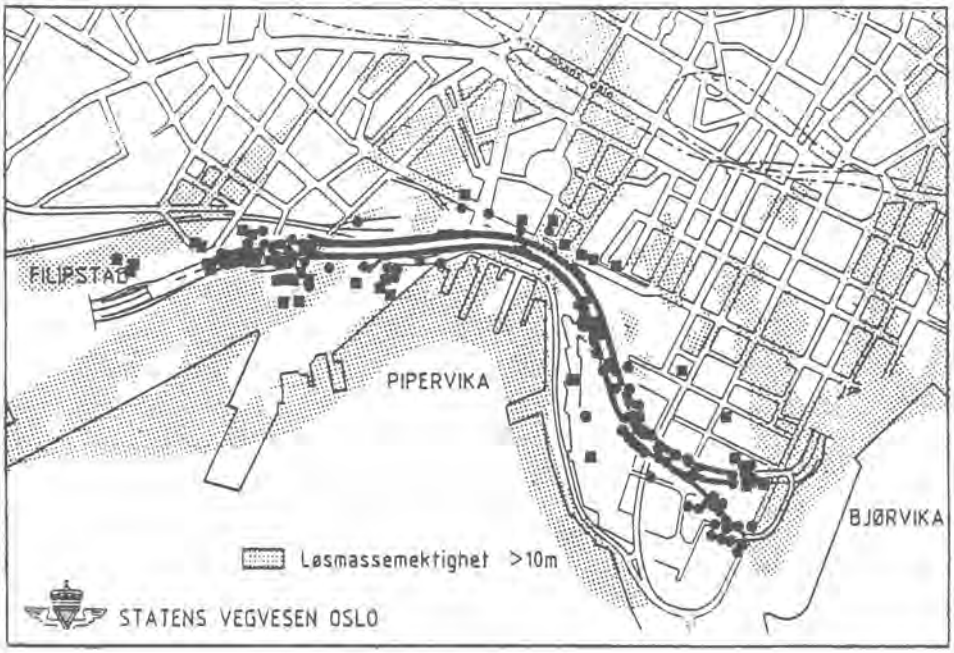


Fig. 4 Rystelsesmålinger

- målepunkt med tidsoppløsning
- målepunkt uten tidsoppløsning

Fig. 4 viser plassering av målepunkt. Totalt er det målt rystelser på 147 steder. I 108 av disse målepunktene er rystelsene målt med tidsoppløsning. De 39 resterende målepunktene har kun gitt maksimalverdier av rystelsene.

I kontrakt med entreprenør var det stilt følgende krav til rystelser (målt på fundament):

- Fredede og verneverdige bygg:

svingehastighet	< 20 mm/sekund ved frekvens < 80 Hz
utsving	< 40 μm ved frekvens > 80 Hz

- Andre bygg:

svingehastighet	< 40 mm/sekund ved frekvens < 80 Hz
utsving	< 80 μm ved frekvens > 80 Hz

- For dataanlegg var det egne krav til rystelser

Måling av rystelser med tidsoppløsning ble utført med instrument av typen AVA 400 i en målestasjon. Det var da trukket kabel fra de enkelte geofoner fram til målestasjon. Rystelsene ble lagret i AVA 400 instrumentet og så overført til PC for plotting. Det tok 1/2 time fra salve til rystelsene ble skrevet ut.

Målinger med tidsoppløsning er helt nødvendig for å se hvilke rystelser de enkelte tennernummer gir.

Målere uten tidsoppløsning ble benyttet til å registere maksimalverdier langt tilside for sprengningssted.

Vi mener at det i kontrakt med entreprenør kun skal settes krav til svingehastighet. Utsving, akselerasjon og frekvens bør registreres og lagres, men disse målingene benyttes bare ved helt spesielle salver og skadesaker.

Da det ikke er utbetalt noe i skadeerstatning for rystelsesskader fra sprengning av tunneler, må rystelseskravene ha vært altfor strenge. Sikkerhetsfaktor har med andre ord vært alt for stor (ca. 3).

Vi mener nå at det i kontrakt med entreprenør burde vært følgende krav til rystelser:

- hus fundamentert på løsmasser : 30 mm/sek
- hus fundamentert på fjell : 75 mm/sek

Disse kravene ville gitt minimalt med skader.

Vi har erfart at rystelser fra sprengning av tunneler med liten overdekning "slår rett opp". Rystelsene blir meget raskt dempet ut til side for sprengningssted.

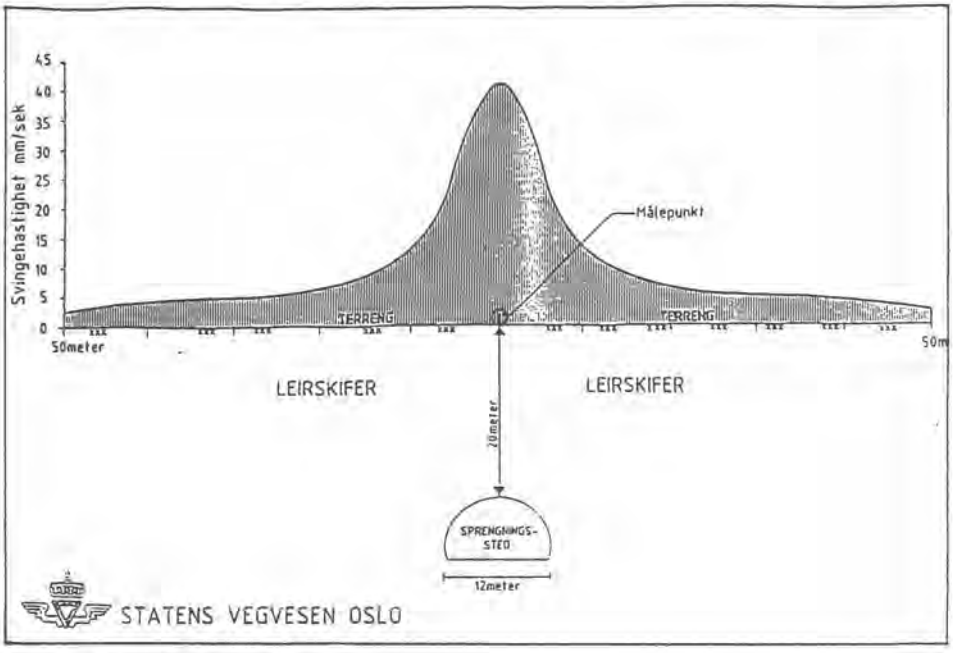


Fig. 5 Demping av rystelser

PORETRYKK

Fig. 6 Poretrykk

- Poretrykksmåler ved fjell
- Vannstandsmåler

Poretrykksmålinger utføres av følgende grunner:

- måle poretrykksendringer ved fjell på grunn av vannlekkasje inn til tunnelene.
- måle poretrykksendringer ved justering av trykk (inngått vannmengde) i vanninfiltrasjonsbrønner. Totalt ble det benyttet 19 vanninfiltrasjonsbrønner på E18 Fjellinjen.
- måle endring i grunnvannstand ved daganleggene.

Fig 6 viser plassering av alle poretrykksmålere som har vært benyttet ved bygging av E18 Fjellinjen.

Installert ved byggestart	:	Poretrykksmålere ved fjell	51
		grunnvannsstandsmålere	15
Installert i byggetida	:	Poretrykksmålere ved fjell	20
		grunnvannsstandsmålere	6
		Sum	92

36 av disse målerne er installert for E18 Fjellinjen. De resterende er overtatt fra andre byggeprosjekt.

Målehyppighet har variert fra daglig til månedlig. Daglige avlesinger er nødvendig ved justering av vanninfiltrasjonsbrønner. Alle avlesinger er blitt lagt inn i en poretrykksdatabase.

Det store antall avlesninger gjorde en database helt nødvendig. Poretrykkene i de 92 målerne kunne da plottes ut for ønsket tidsrom og med valgt tids-oppløsning. Flere målere kunne plottes ut samtidig for å se om endringer i poretrykk hadde samme trend i flere målepunkt.

Fig. 7 viser plott for måler nr. 2 på Rådhusplassen. Denne måleren ble installert i 1978 i forbindelse med bygging av VEAS-tunnelene.

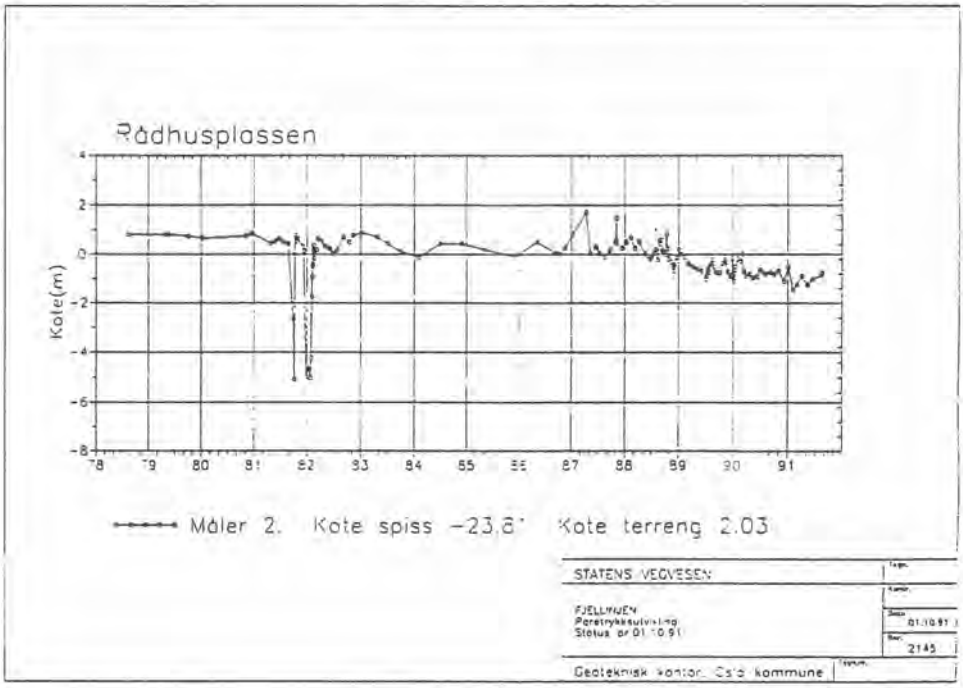


Fig. 7 Poretrykksmåling på Rådhusplassen

Det er ikke målt poretrykksreduksjoner større enn 30 kN/m². De største poretrykksreduksjonene var like over tunnelene og i nærheten av daganleggene. Poretrykksreduksjoner medførte mottiltak i form av midlertidig vanninfiltrasjon inntil tetting mot innlekkasje var utført.

Vi har dårlig erfaring med elektriske målere basert på svingende streng. Nullpunkt er ikke stabilt. Vi har målt forskyvning på 15 kN/m². Vi har erstattet en del av disse målerne med hydrauliske målere.

KONKLUSJON

Et måleprogram som ble benyttet på E18 Fjellinjen var helt nødvendig for gjennomføringen av Fjellinjeprosjektet på en riktig og forsvarlig måte.

Ved den opprinnelige organisering av bemanning for prosjektet vurderte prosjektsjefen hensynet til omgivelsene for å være vesentlige. Oppgaven med å følge opp måleprogram, tolke resultatene og viderebringe dette til de ulike byggelederne, ble derfor lagt til en person organisasjonsmessig på linje med byggelederne. Denne ansvarlige person var også saksbehandler for skadesakene.

Evaluering av organisasjonen viser at denne organisering var riktig og nødvendig for å sikre prosjektet et aktivt utbytte av måleprogrammene.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1991
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

FREIFJORDTUNNELEN, KRIFAST
TUNNELDRIVING I SVAKHETSSONER

THE FREIFJORD TUNNEL, THE KRIFAST PROJECT:
TUNNELLING THROUGH WEAKNESS ZONES

Bergingeniør Karl Gunnar Holter, O.T. Blindheim AS
Sivilingeniør Axel B. Olsen, Statens vegvesen Møre og Romsdal

SAMMENDRAG

Erfaringer fra driving av Freifjordtunnelen resymeres. Det fokuseres spesielt på tekniske løsninger og beslutninger på stuff ved driving gjennom mektige svakhetssoner.

Av tunnelens totale lengde på 5086 m går ca 3750 m under sjøen. Man hadde derfor i liten grad nøyaktige opplysninger om geologiske og bergtekniske forhold for det meste av tunneltraséen, selv om omfattende undersøkelsesprogram med seismikk og boringer var utført.

På to felt var det betydelig avvik fra forventede og faktiske forhold i tunnelen.

Vannlekkasjer forekom kun i meget liten grad. Hovedårsaken til at bergmassen er såpass tett, synes å være høyt innhold av glimmer i bergartene og leirmineraler på stikk og sprekker over store strekninger av tunnelen.

Stabiliteten i tunnelen utenom svakhetssonene har vært dårligere enn antatt. Bergartene har i større partier hatt en sterkt utviklet foliasjon med ugunstig orientering som har forårsaket mye småfallent, skifrig fjell. For nesten hele tunnelen er det derfor utført relativt tung sikring på stuff.

Stabiliteten i svakhetssonene har vært bedre enn antatt. Dette skyldes i hovedsak at disse har vært så godt som tørre. Sikringsnivået i svakhetssonene har derfor de fleste steder vært lavere enn ventet og omfanget av full utstøpning på stuff er også betydelig redusert.

All sikring har vært utført på stuff som en del av salvesyklusen. Byggherren har hatt folk til stede etter hver salve og har vurdert fjellforholdene i samarbeid med entreprenør. Denne fleksible ordningen førte til at ulike situasjoner kunne takles raskt og målrettet etterhvert som de oppsto. Man fikk vurdert fjellet i "frisk" tilstand på hver salve og maksimalt utnyttet arbeidssikringen som en del av den permanente sikringen.

SUMMARY

Experiences from the construction of the Freifjord tunnel are reviewed. On-face design decisions and stability control routines in extensive weakness zones are particularly emphasized.

The Freifjord tunnel has a total length 5086 m, out of which about 3750 m is located beneath the fjord. Thus, detailed information prior to the excavation about rock conditions was limited, in spite of an extensive investigation programme with seismic refraction and drilling.

The actual rock conditions were considerably different from the expected concerning water and stability.

The amount of water leakages was much lower than expected. A high content of biotite and chlorite in the gneissic rocks and clay-filled joints is believed to be the main reason for the impermeability of the rockmass.

Hence, the stability in the weakness zones was better than expected. The level of rock support in the weakness zones has therefore been lower than anticipated and the amount of concrete lining is considerably reduced.

Due to the high mica and clay content in the rockmass, the detailed contour stability in the tunnel was worse than expected. In almost 2,5 km of the tunnel, the stability was governed by horizontal foliation-parallel weakness planes in a micaceous gneiss. This called for heavy rock support by means of shotcreting and bolting carried out at the face of the tunnel.

Over 95% of the permanent rock support is carried out in the drill & blast cycle during the excavation of the tunnel. Extensive on-face communication between the client and the contractor was necessary to achieve the optimum rock support. Decisions concerning both details and level of the rock support are made at the face after each round.

Considerable uncertainty is recognized in the evaluation of water leakages and weakness zone features for subsea tunnel construction. Nevertheless, by applying a flexible decision pattern at the face concerning probing, pregrouting and rock support, high operation speed is maintained and optimum decisions are made.

INNLEDNING

Freifjordtunnelen er et av arbeidsavsnittene i KRIFAST-prosjektet, fastlandsforbindelsen til Kristiansund og Frei. Byggherre er Statens vegvesen Møre og Romsdal i finansielt samarbeid med AS Fastlandsfinans. Eeg Henriksen Anlegg AS er hovedentreprenør for tunnelanlegget.

Tunneldriften startet 6. juni 1990. Gjennomslag var 23. august 1991, over 4 måneder tidligere enn forutsatt. Drivingen er utført på

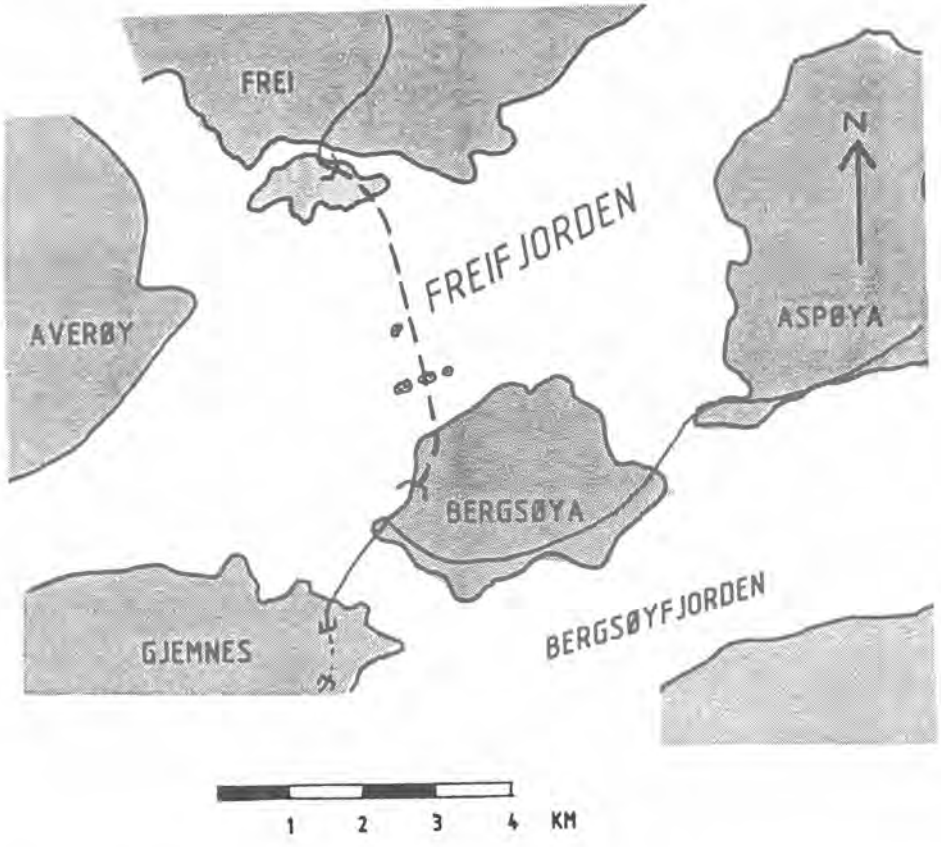
tradisjonelt vis med boring og sprengning. Entreprenøren benyttet "nordsjøordning 2+1" med 104,5 effektive arbeidstimer pr uke.

Tunnelen får tre kjørefelt (T11 - 69 m2) i de bratteste stigningene mot hver ende, mens det flateste rettlinjede partiet i midten (ca 50% av tunnellengden) får to kjørefelt (T9 - 54m2). Største dybde er ca 135 m under havnivå

GEOLOGISK OVERSIKT

Området ligger i den nordvestnorske gneisregionen. Generelt i området opptrer båndgneiser, øye/slire-gneiser, amfibolitter, glimmerskifere og mindre marmorbenker. Lokale partier med ultramafiske bergarter forekommer som mindre intrusjoner.

Tunnelens geografiske plassering er vist i figur 1.



Figur 1. Freifjordtunnelens plassering.

Det meste av området over og til side for tunneltraséen er løsmasseoverdekket. Langs fjordbunnen er det avsatt bunnmorene. I de fleste forsenkninger ser imidlertid morenen ut til å mangle. Her dominerer løst lagrede sedimenter med lagdelt leirmateriale og enkelte lag av sand og grus. Mektigheten av løsmasser varierer fra 15-20 m i dypålene (opp til 30 m i Bergsøyrenna) til 6-8 m i forbindelse med markerte svakhetssoner.

FORUNDERSØKELSER

Fastlandsforbindelsen til Kristiansund og Frei har vært planlagt siden slutten av 1950-årene. Det har derfor vært utført undersøkelser i mange omganger. Materialet som lå til grunn for den endelige detaljplanleggingen av tunnelen omfattet alle elementene i den forundersøkelsesstrategien som etterhvert har blitt standard for undersjøiske tunneler i Norge.

Forundersøkelsene omfattet geologisk og ingeniørgeologisk kartlegging, akustisk profilering, refraksjonsseismikk på land og i sjøen, fjellkontrollboringer på land og i sjøen, samt kjerneboringer. I forbindelse med kartleggingen er det gjort geologiske undersøkelser på sjøbunnen av geologer med dykkererfaring.

Refraksjonsseismikken er utført i flere omganger. Det er skutt flere serier med seismikk langs ulike traséalternativer. Flere profiler er også skutt langs landtraséene på Bergsøya og Frei. Kjerneborhull er utført på land og fra holmer gjennom på forhånd påviste svakhetssoner. Verdien av kjerneborhull har vist seg noe variabel p.g.a. hyppig forekommende boreproblemer og kjernetap.

FORHÅNDSVURDERINGER

Hovedtrekkene i de geologiske forholdene kan kort summeres opp:

Bergartene langs tunneltraséen var ventet som gneisbergarter av vekslende karakter, amfibolittiske bergarter med mindre innesluttninger av ultramafitter. Gneisene var i hovedsak ventet som slire-, bånd- og øyegneiser med middels til sterkt utviklet foliasjon. I de amfibolittiske partiene var det forventet en tydelig utviklet skifrighet.

I hovedsak var det forventet dominans av steiltstående sprekkesystemer med strøk NV-SØ, dvs tilnærmet på tvers av driveretningen de fleste stedene. En viss grad av foliasjonsparallell oppsprekking med tilnærmet flattliggende orientering var forventet, spesielt på strekningen Frei-Belgen (pel 7200-5000).

Svakhetssonenes retning og forløp var ventet å være sammenfallende med hovedsprekkeretningen NØ-SV. De fleste svakhetssonene var antatt å være tektoniserte soner i grensen mellom forskjellige bergarter.

Spesielt to svakhetssoner var mye omtalt på forhånd.

Sonen under Bergsøyrenna ble tolket til å vært knyttet til flere generasjoner med bevegelse. Sonens karakter ble antatt å være en mektig sprekkesone kun med lokale og mindre mektige partier av sterkt oppknust fjell, infisert av leire.

I sonekrysset mellom Refsholmen og Belgen var det ventet tett oppsprukket og tildels sleppete fjell. På bakgrunn av den skarpe lydhastighetskontrasten til sidefjellet, ble sonens mektighet i tunnelnivå anslått til ca 100 m tilnærmet på tvers av driveretningen med steiltstående orientering.

Det var ut i fra dette ventet:

- relativt god stabilitet for store deler av tunnelstrekningene utenom svakhetssonene med behov for lett sikring med rensk og bolting. I større partier med skifrig fjell og tettere oppsprukket fjell ble sprøytebetong også antatt å være nødvendig.

- større og mindre vannlekkasjer fordelt over mesteparten av tunnelstrekningen.

- omfattende sikring i svakhetssonene (<4500 m/s) i form av systematisk bolting og sprøytebetong. På enkelte partier i svakhetssonene forventet man at kombinasjonen av sterkt oppknust fjell, vannlekkasjer og høyt innhold av leirmateriale kunne føre til at full utstøpning på stuff ble nødvendig. Tilsammen 360 m full utstøpning var tatt med i anbudet.

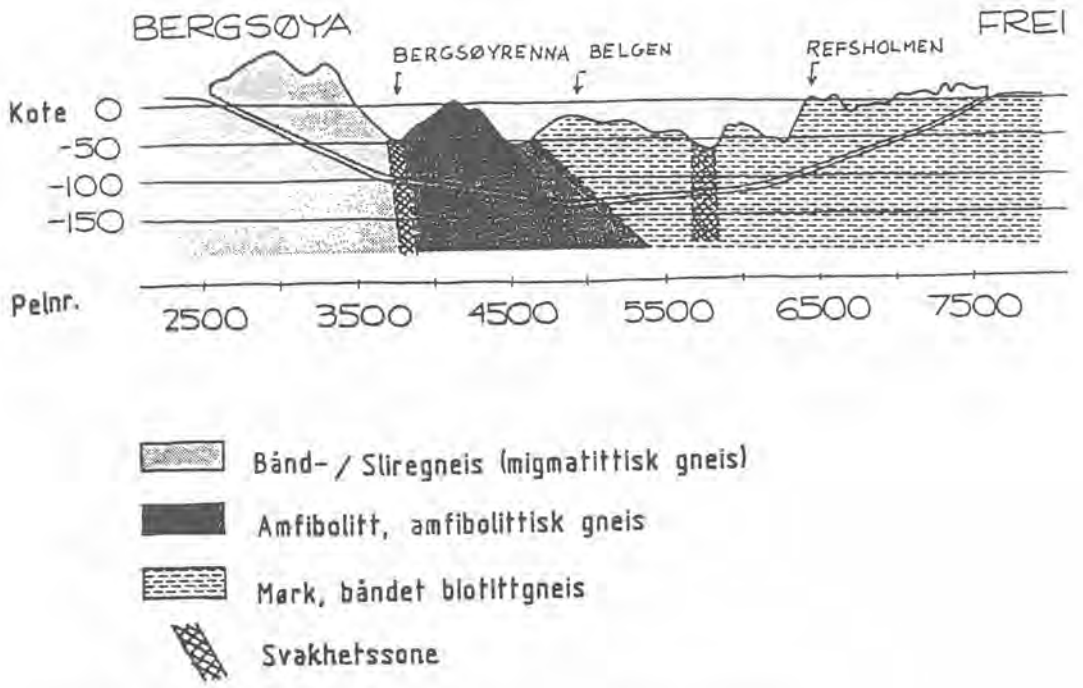
- I begrensede partier var det og ventet at særlige tiltak som seismisk tomografi foran stuff, forbolting og reduserte salvelengder kunne bli nødvendig i tillegg til vanlig sonderboring.

ERFARTE GEOLOGISKE FORHOLD

De faktiske geologiske forholdene i tunnelen var på to hovedområder vesentlig forskjellig fra det forventede.

I nesten hele tunnelens lengde opplevde man forskjellige typer skifrig fjell. Spesielt var dette fremtredende på Freistuffen, der man drev i en flakig biotittgneis i over 2 km. Partier med massivt, lite oppsprukket fjell ("boltefjell") forekom kun på noen få lokale partier i tillegg til de første 900 m på Bergsøystuffen.

Vannlekkasjer forekom kun i meget begrenset omfang. Svakhetssonene var så godt som tørre og hadde således bedre stabilitet enn forventet. Totalt ble det utført 103 m full utstøpning på stuff.



Figur 2. Geologisk lengdesnitt av Freifjordtunnelen.

Stabilitet i tunnelen generelt.

Fra påhugget på Frei og frem til pel 5350 (ca 2300 m) drev man i en båndet biotittgneis med sterkt utviklet foliasjon. På den rette strekningen i tunnelen (pel 6570-5350) hadde foliasjonen meget ugunstig orientering i forhold til driveretningen, med strøk parallelt tunnelaksen og 20-30 graders fall til venstre. Oppsprekkingen i nesten hele partiet var dominert av utholdende, foliasjonsparallelle svakhetsplan av biotitt. Stabiliteten i tunnelen var således bestemt av løse, plane flak avløst av gjennomsettende biotittlag med 5-15 cm avstand.

Fra Østre Belgen til Bergsøyrenna (pel 4900-3900) drev man i en amfibolittisk bergart. I store partier av denne bergarten opplevde man sprekkesoner med 4-8 m mektighet som forekom med 10-15 m intervall Sprekkeflatene var typisk krumme med glidestriper og belegg av klorit og tørr grå leire. Materialet mellom sprekkene hadde stedvis jordaktig karakter og kunne knuses med håndmakt. De kompliserte fjellforholdene i dette området førte til at retningen til fordøyningsbassenget ble endret og bedre stabilitet ble oppnådd. Denne konfigurasjonen av sprekkesoner tolkes som spor av skjærbevegelser der store, plateformede fragmenter har forskjøvet seg i forhold til hverandre.

Under Bergsøya forekom partier med massivt, lite oppsprukket fjell.

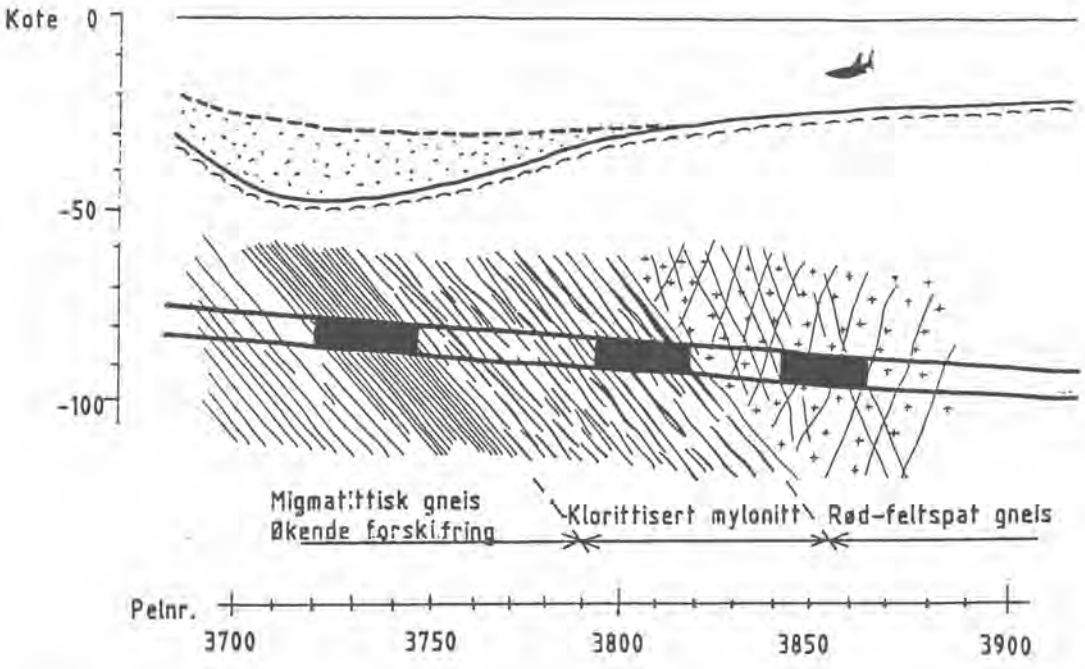
Vannlekkasjer

Omfanget av vannlekkasjer var meget lavt og av en helt annen dimensjon en forventet. Forinjeksjon ble kun utført i 8 omganger, mot 100-150 forventede omganger. Hovedårsaken til at bergmassen var så tett, synes å være et gjennomgående høyt innhold av glimmermineraler, spesielt biotitt og kloritt. Kloritt opptrer både som hele mineralflak, små enkeltkorn og finfordelt i mørk grå leire. På bakgrunn av observerte sprekkefenomener kan det antas at skjærbevegelser i bergmassen har ført til en retrograd metamorfose. Mineralene biotitt og amfibol er således blitt omvandlet til kloritt. Det høye innholdet av kloritt har derved gitt en forseglingseffekt av berget.

Svakhetssoner

Bergsøyrenna.

Bergsøyrenna representerer et kompleks av svakhetssoner med flere generasjoner av forkastning og deformasjon. Partiet er skjematisk fremstilt i figur 3.



Figur 3. Svakhetssonekomplekset i Bergsøyrenna.

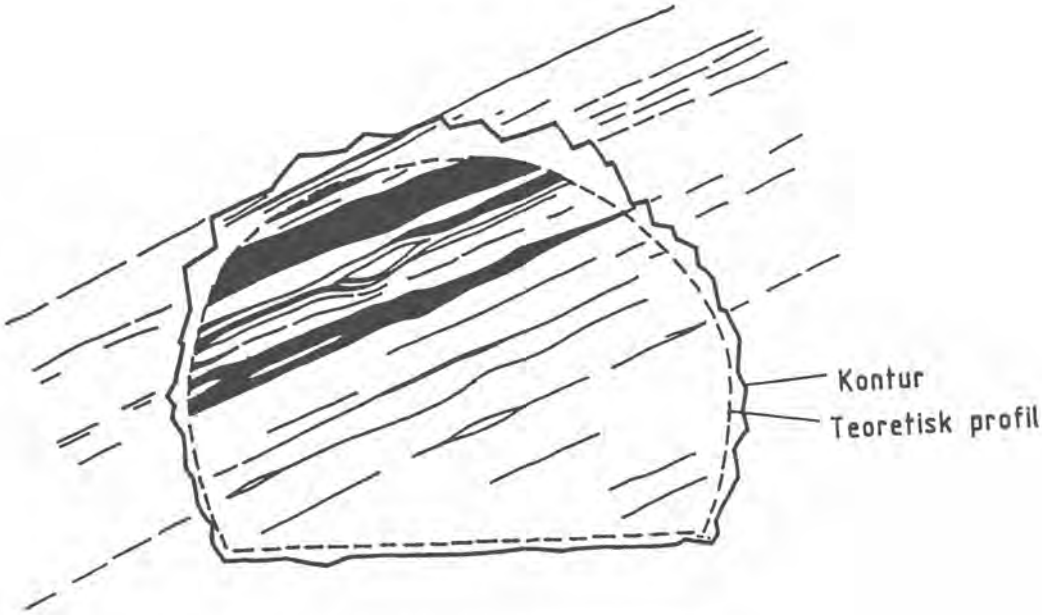
I Bergsøyrenna opptrer tre typer, markert forskjellige, svake bergarter. Man drev først i et gneisparti med gradvis økende forskifring. Svellende leirmateriale ble påvist. Mektigheten på dette meget svake partiet var ca 18 m. Videre mot Frei var det skarp overgang til en mylonitt; en forkastningsbergart dannet ved duktil deformasjon. Denne bergarten hadde et gradvis økende innslag av mektige, utholdende lag av kloritt og grafitt. Enkelte kloritt/grafitt-lag hadde mektighet opp til 40 cm. Sprekkeflatene var krumme og blanke med tydelige glidestriper. Det siste partiet var av den karakteristiske "rød-feltspattypen" med mektige sprekkefyllinger av rød alkalifeltspat. To gjennomsettende sprekkesystemer forekom med leirbelegg på opp til 2-3 cm. Stedvis var det rennende vann.

Sonekryss Refsholmen-Belgen, pel 5850-5700.

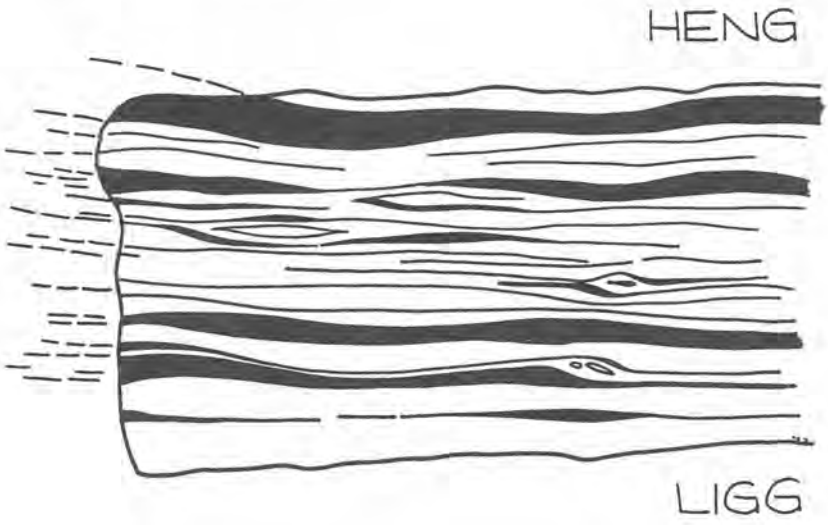
På bakgrunn av antatt meget krevende fjellforhold, ble denne sonen undersøkt ved kjerneboring foran stuff i to omganger. Sondering ved slaghammerboring ble utført for hver 3. salve, med 5 hull á 33 m pr sonderingsrunde.

Sonen viste seg å ha en helt annen karakter og konfigurasjon enn forventet. Man fant ikke noe skille i berget som skulle tilsi en skarp lydhastighetskontrast fra 5000 til 3500 m/s slik refraksjonsseismikken indikerte. I steden opplevde man en gradvis økende forekomst av rene glimmerlag i foliasjonen. Glimmerlagene besto av biotitt som var delvis omvandlet til kloritt med tynt belegg av leire på sprekkeflatene. Materialet hadde tildels jordaktig karakter.

Stabiliteten i tunnelen var dominert av at glimmerlagene hadde ugunstig orientering. Typiske stuffsituasjoner er vist i figur 4 og 5



Figur 4. Typisk stuffsituasjon i glimmersonene



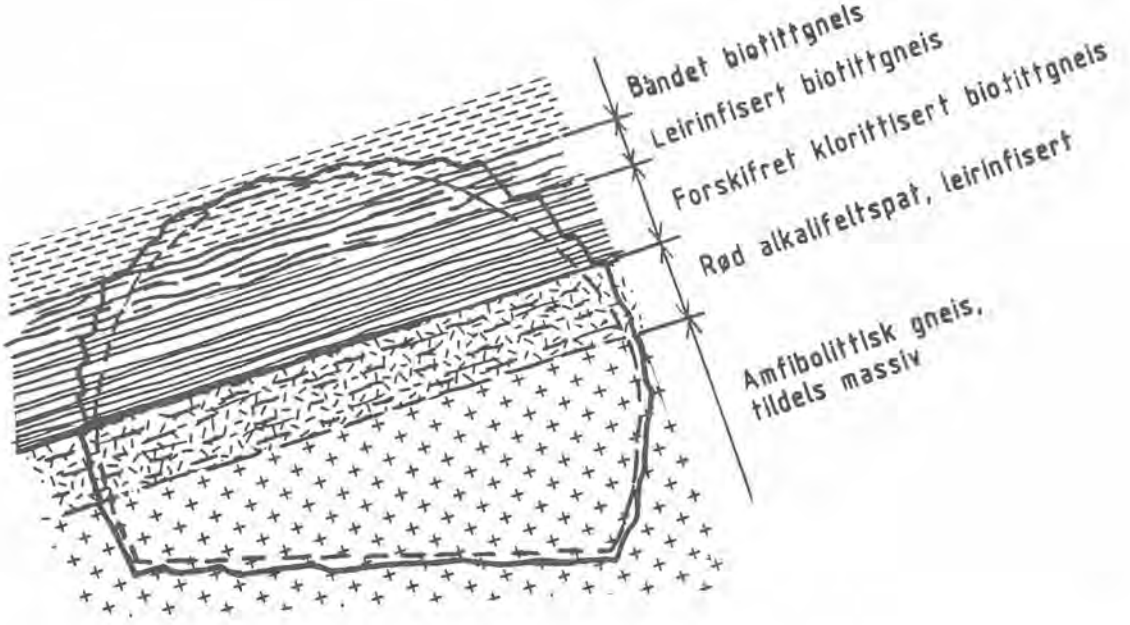
Figur 5. Typisk stuffsituasjon i glimmersonene, lengdesnitt.

Det mektigste glimmerlaget hadde tykkelse på om lag 80 cm. Dette laget fulgte tunnelen i hengnivå i en lengde av 30-40 m.

Bergartsgrense amfibolitt/gneis, Østre Belgen.
(pel 5140-5060).

Fra Frei ble tunnelen drevet fra en mørk båndet biotittgneis over i en amfibolittisk gneis. En svakhetssone med mektighet på ca 4 m fulgte bergartsgrensen i tunnelen i en lengde av ca 80 m. Sonen hadde meget ugunstig orientering i forhold til driveretningen. Sonen var sammensatt av to lag. De øverste 2 m besto av forskifret og dels klorittisert gneis. Underst i sonen forekom et svakt lag av den karakteristiske rød-feltspat typen.

Overgangen mot det over- og underliggende massive sideberg var skarp.

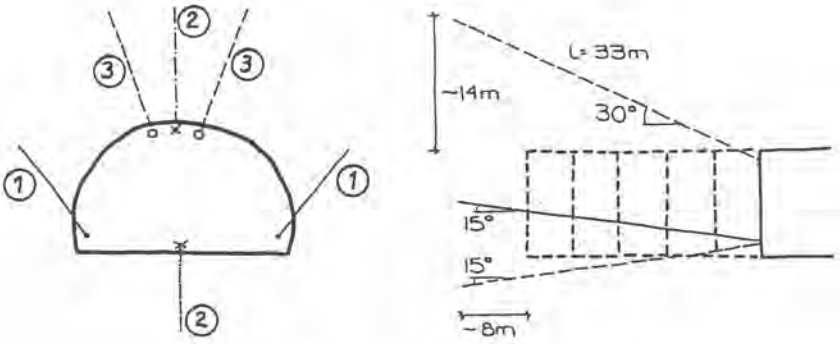


Figur 6. Svakhetssonen i kontakten mellom amfibolitt og biotittgneis.

Stabiliteten i sonen var dominert av et gjennomsettende sleppesystem parallelt med hengen. Sleppene førte grå kloritholdig leire med mektighet opp til 1,5 cm.

SONDERINGSOPPLEGG

Systematisk sondering foran stuff med slaghammerboring ble utført i hele tunnelen. Sonderingsopplegget var basert på erfaringene fra drivingen av Godøytunnelen. Figur 7 viser skjematisk sonderingsopplegget.



nivå 1 : 2hull á 30m
nivå 2 : 3hull á 30m + 1 á 33m
nivå 3 : 3hull á 30m + 2 á 33m

Figur 7. Sondering foran stuff med slaghammerboring.
(Blindheim & Olsen, 1989)

Nivå 2, med 3 hull á 30 m og ett hull á 33 m ble brukt i nesten hele tunnelen. Det ble foretatt registrering av borsynk, spylevann og innlekkasje av vann. Mannskapet opparbeidet en god rutine i å påvise slepper og svakhetssoner foran stuffen. Man opplevde en god kontroll med fjellforholdene og beslutninger om forinjeksjon, utvidet profil og eventuelt forbolting ble tatt på rett tid.

SIKRINGSOMFANG

Organisasjon - beslutninger.

Den løpende daglige vurderingen av fjellforholdene ble foretatt av byggherrens skiftkontrollører og ingeniørgeolog. På hver stuff var det til enhver tid en vakthavende kontrollør som ivaretok kvalitetskontrollen fra byggherrens side. Byggherrens ingeniørgeolog foretok i samråd med kontrollørene vurderingen av den permanente sikringen salve for salve.

På grunn av de jevnt over dårlige fjellforholdene ble det behov for mye sprøytebetong på stuff som arbeidssikring. For å få maksimal utnyttelse av den sikringsmengde som gikk med til arbeidssikring, opparbeidet man en rutine med å utføre nesten all permanent sikring på

stuff. På denne måten fikk man vurdert fjellet i "frisk" tilstand før sprøytebetong ble påført og man hadde således et godt grunnlag å vurdere det permanente sikringsomfanget ut i fra. Ordningen krevde en god kommunikasjon mellom entreprenør og byggherre. Rent praktisk foregikk dette på røysa etter hver salve ved at skiftkontrollør og ingeniørgeolog fra byggherren i samråd med entreprenørens formann og tunnelbas ble enige om hovedtrekkene i sikringen. På røysa eller i korg ved rensk ble man også enige om detaljene i sikringsarbeidet som skulle utføres umiddelbart etter utlasting.

Sikring i tunnelen generelt.

Sikringsomfanget i tunnelen utenom svakhetssonene ble noe høyere enn ventet i store deler av tunnelen p.g.a. den markerte foliasjonsskifrigheten. På Freistuffen ble det hele vegen sikret med sprøytebetong på stuff. Under Bergsøya (ca 900 m innover fra påhugget, pel 2550 - 3400) forekom et parti med tildels massiv gneis som er sikret lett med rensk og spredt bolting.I det amfibolittiske partiet under Isakholmen er det gjennomgående sikret tungt med sprøytebetong og bolting.

Betongsprøyting er utført umiddelbart etter utlasting og rensk. Bolting og eventuell banding ble deretter utført på sprøytebetongen. Ved behov ble et nytt med lag sprøytebetong påført en salvelengde bak stuff, samtidig som stuffsalva ble sprøytet.

Sikring i svakhetssoner.

Stabiliteten i svakhetssonene var som nevnt noe bedre enn forventet i de fleste situasjoner. Et viktig moment i vurderingen av fjellforhold og sikringsnivå var å definere kriterier for når man skulle gå over fra tung sikring med sprøytebetong og bolting til full utstøpning, og tilsvarende når man skulle slutte å støpe. P.g.a. svakhetssonenes mektighet og konfigurasjon fikk denne vurderingen stor betydning for sikringskostnadene.

Bergsøyrenna

Tre forskjellige typer fjellforhold medførte ulike stabilitetsvurderinger. De er omtalt enkeltvis nedenfor. Det vises også til figur 3.

Sonen med småfallen, forskifret gneis med innhold av svellende materiale ble støpt i hele sin lengde. Infiseringen av svelleleire på sprekker var såpass omfattende at sprøytebetong ikke ville fungere permanent som sikring. Utstøpningen ble avsluttet ved overgangen til mylonitt. Kriteriet var her at leirinfiseringen opphørte og at konturen ble noe bedre.

I partiet med mylonitt var stabiliteten dominert av flakige fragmenter med 5-7 cm sprekkeavstand, avløst av bånd av kloritt og biotitt. Partiet hadde relativt jevn karakter, småskifrig med lag på 2-3 mm av glimmer de første 50 m etter gneis-sonen. Konturen var etter

forholdene rimelig bra. Som sikring ble det brukt tett systematisk bolting fra såle til såle i kombinasjon med to påslag (10-12 cm total tykkelse) fiberarmert sprøytebetong. Det ble benyttet 4 m rørbolter som ble gyst på stuff.

Etter ca 50 m med mylonitt endret bergarten karakter. Mektige, utholdende lag på opptil 40-50 cm med kloritt og grafitt forekom over en lengde på ca 20 m. Boltefestet ble her vurdert til å være dårlig. Det avgjørende kriteriet for støpe var her at konturen var meget "hakkete" og lite egnet for å etablere noe kontinuerlig hvelv med sprøytebetong.

Rød-feltspat sonen fra pel 3820-3870 var gjennomsatt av to steilt orienterte leirførende sprekkesystemer. En vannlekkasje førte til en sterk forverring av stabiliteten over en lengde av ca 20 m. Til tross for at bergartsmaterialet mellom sprekkene var relativt hardt og massivt, valgte man her å støpe. Det avgjørende kriteriet var her leire i kombinasjon med rennende vann.

Sonekryss Refsholmen-Belgen.

Ved driving inn i denne sonen, opplevde man en gradvis forverring av stabiliteten. Stabiliteten var dårligst i hengen og venstre vederlag med store, avløste flakige fragmenter. Sikringsnivået økte gradvis fra tett systematisk bolting i kombinasjon med to påslag sprøytebetong, til tett systematisk bolting med kryssbanding og tre påslag fiberarmert sprøytebetong. Et viktig moment ved bruk av fjellband var at bandet ble fullstendig innsprøytet. Med denne sikringen fikk man en lagtykkelse på sprøytebetongen på 12-15 cm med armering av fjellband.

Et viktig kriterium for å velge denne sikringen istedenfor støp var lite leire og at det lå an til ribbeforsterkning med bolter, band og sprøytebetong. Fjellbandet ble klemt helt inntil konturen av sprøytebetong for å oppnå en viss armeringseffekt i det andre påslaget med sprøytebetong. Ved behov ble det påført et tredje lag med sprøytebetong for å oppnå en fullstendig innsprøyting av ribbene med fjellband.

Bergartsgrense amfibolitt-biotittgneis.

Stabiliteten i dette partiet var dominert av en sammensatt, lagdelt sone med ugunstig orientering i forhold til driveretningen. Man valgte her å sikre med tett bolting og kryssbanding i kombinasjon med to til tre påslag stålfiberarmert sprøytebetong. Sikringen ble utført med ribber av fjellband og bolter oppå det første sprøytebetonglaget. Der hvor sonen forløp like over hengen, ble det i tillegg benyttet fjellband på tvers av ribbene. For å unngå større utfall, ble det forbolting med 8 m gyste kamstålbolter. Dette bidro vesentlig til å opprettholde en rimelig bra kontur.

Kriteriene for valg av denne sikringen var at det underliggende sideberg var tildels massivt og gav meget god "fot" og forankring for ribbene av band, bolter og sprøytebetong, samt at konturen var såpass bra at man klarte å etablere et kontinuerlig hvelv med den nevnte sikringen.

SIKRINGSKOSTNADER

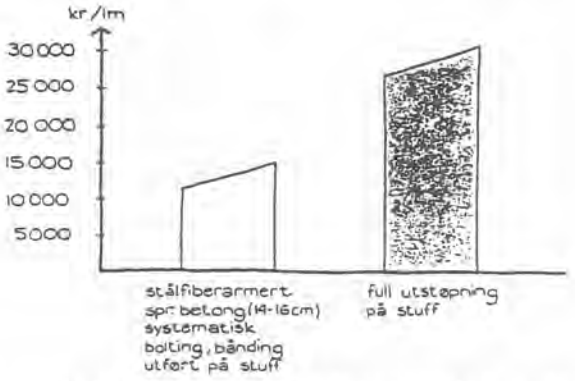
Totalt ligger de utførte sikringsmengder lavere enn forutsatt. Dette gjelder spesielt for utførelsen av injeksjon og full utstøpning.

SIKRINGS-TYPE	UTFØRT SIKRING	UTFØRT SIKRING PR. LM	SUM SIKRING KONTRAKT	SUM SIKRING KONTRAKT PR. LM
Bolting	22 016 stk.	4,3 stk./lm	32 650 stk.	6,4 stk./lm
Sprøyte-betong	7 047 m^3	1,4 m^3/lm	5 400 m^3	1,1 m^3/lm
Støp	103 m	0,02 m/lm	350 m	0,07 m/lm
Injeksjon	67 040 kg	13 kg/lm	1 200 000 kg	236 kg/lm

Figur 8. Utførte sikringsmengder ved ferdig drevet tunnel.

Bruken av stålfiberarmert sprøytebetong ligger en del over det som var forutsatt. Den viktigste årsaken til dette er at stabiliteten i svakhetssonene har noe bedre og av en slik karakter at det har vært forsvarlig å bruke tung sprøytebetongsikring med fjellband og gyste bolter som et alternativ til full utstøpning.

Den nedenforstående figuren viser en sammenlikning av sikringskostnader i svakhetssonene ved bruk av full utstøpning på stuff og tung systematisk bolting, banding og betongsprøyting på stuff. Kostnadsforskjellen på de to sikringsmetodene utgjør ca 15-20000 kr pr løpemeter.



Figur 9. Sammenlikning av sikringskostnader i svakhetssone

KONKLUSJONER

De jevnt over dårlige fjellforholdene under Freifjorden førte til behov for relativt tung sikring på stuff i store deler av tunnelen

Vurderingene av fjellforhold og sikringsnivå er for nesten hele tunnelen foretatt på røysa etter hver salve. Over 90% av den permanente sikringen er utført på stuff som en del av salvesyklusen

Erfaringene med denne ordningen er meget gode. Man hadde en god oversikt og kontroll med fjellforholdene og oppnådde en høy fleksibilitet i driftsopplegget slik at ulike situasjoner kunne løses optimalt til enhver tid.

Sammenlikningen av forventede og erfarte geologiske forhold viser at dagens forundersøkelsesstrategi for undersjøiske tunneler ikke gir grunnlag for å anslå omfang av vannlekkasjer og karakteren til svakhetssoner i noen nøyaktig grad. Det vil derfor fortsatt være knyttet store usikkerheter til disse forholdene både når det gjelder mengder og kostnader.

Erfaringene fra Freifjordtunnelen viser at beslutninger og oppfølging på stuff, samt en fleksibilitet i driftsopplegget til å takle ulike situasjoner raskt og målrettet, gir den beste effektivitet når det gjelder produksjon, kvalitet og kostnader.

REFERANSER

BLINDHEIM, O.T. og OLSEN, A.B. (1989):
"Undersjøisk vegtunnel til Godøy. Sonderboring og injeksjon"
Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk 1989.

BLINDHEIM, O.T. (1989):
"Tunnelsamband Bergsøy-Flatsetøy. Ingeniørgeologisk og geoteknisk beskrivelse av grunnforholdene." Rapport 2083.02, upubl.

NSB´S SATSING PÅ INFRASTRUKTUR ETTER ÅR 2000, OG BETYDNINGEN FOR GEOMILJØET I 90-ÅRENE

NSB´s infrastucture after the year 2000,
and the consequensces for the soil mechanicians and geologists.

Sjefing. Ivar Hagland, NSB
Sjefing. Tor Saghaug, NSB

SAMMENDRAG

NSB er etter det nye økonomiske styringssystemet delt regnskapsmessig etter kjøreveien. Det vedtas statlige bevilgninger til investeringer, drift og vedlikehold av kjøreveien.
Det arbeides nå med grunnlaget for Norsk Jernbaneplan 1994-97.

NSB`s kjørevei har idag en standard som ikke tilfredsstiller markedets krav til moderne jernbanetransport.

Ved dimensjonering av de nye banene forutsettes 200 km/t for konvensjonelt materiell. Den stive linjeføringen i kombinasjon med våre mangfoldige og tildels vanskelige grunnforhold, gir geotekniske og geologiske utfordringer i alle faser av planleggingen og prosjekteringen, fra i dag og så lenge anleggene er i drift.

SUMMARY

In Norway where the rail infrastructure is own by the state, the will of the society to stake on railway is reflected in the rate of investment. If the society wants, NSB will carry out a lot of new projects (new lines and improvement of existing lines). Theese projects will bring a lot of challenging problems for the soil mechanicians and geologists.

UTVIKLING I INFRASTRUKTUREN

Innledningsvis vil vi henvise til Stortingsmelding 54 (1988-89), Norsk Jernbaneplan 1990-93.
I denne heter det i henhold til nytt økonomisk styringssystem for NSB : "Kjørevegen er statlig infrastruktur for jernbanetrafikk på samme måte som riksvegnettet er det for biltrafikk. Det vil dermed vedtas statlige bevilgninger til investeringer og til drift og vedlikehold for jernbanens kjøreveg. Trafikkdelen blir å betrakte som et selskap som dels driver forretningsmessig transportvirksomhet, dels selger transporttjenester til staten, og som finansierer sine investeringer ved statslån."
Neste jernbaneplan-periode er 1994-97, det samme som Norsk veg- og vegtrafikkplan. Begge disse planene vil bli behandlet av Stortinget i 1993. NSB`s grunnlagsmateriale må således leveres sommeren 1992.

Bakgrunn

Jernbanens infrastruktur ble i hovedsak anlagt i perioden fra 1850 til og med siste verdenskrig.

Utviklingen av anleggsutstyr var kommet meget kort, noe som førte til at èn måtte bygge linjene med minst mulige terrenginngrep. Resultatet ble skarpe kurver, bratte stigninger og smale fyllinger og skjæringer.

Disse forhold begrenser utviklingen av jernbanetrafikken i Norge idag :

- kurvene begrenser hastigheten
- stigningen begrenser godstogenes størrelse
- fyllingens bredde setter grense for svillenes størrelse, noe som begrenser aksellasten.

I tillegg har en forsøkt å holde kostnadene nede med det resultat at kjøreledning, skinner, sviller og ballast er begrensende faktorer på de svakest trafikkerte baner.

Kjøretiden har ikke blitt redusert noe av betydning i årene etter krigen. Når en allikevel registrerer trafikkvekst i visse trafikkslag, skyldes dette en forbedring av togfrekvensen.

Den økningen i antallet tog som har funnet sted, har ført til at framføringshastigheten minker. Kapasitetsgrensen er i ferd med å bli nådd på enkelte strekninger.

Særlig gjelder dette :

- Oslo - Moss/Eidsvoll/Drammen
- Moss - Halden
- Drammen - Larvik
- Eidsvoll - Lillehammer

Et samfunns vilje til å satse på jernbanen for framtida, tilkjennegis ved investeringer i infrastrukturen.

Det er viktig å være klar over at infrastrukturprosjekter har
- lang planleggings- og planbehandlingstid
- lang anleggstid
- meget lang levetid

Utvikling av infrastruktur må derfor sees i langt tidsperspektiv, og med en stabilitet i rammebetingelsene. Produktdivisjonens inntjening i markedet må imidlertid vurderes på vesentlig kortere sikt.

Planleggingen og byggingen i 1990-årene skal dekke behovene langt inn i neste århundre.

Situasjonsbeskrivelse år 2010

Uavhengig av Norges tilknytning til EF, er vi en del av Europa. Vår verdensdel vil fram til år 2010 ha gjennomgått en betydelig integrasjonsprosess.

Storebelt og Øresund - forbindelsene ferdigstilles i 1990-årene. Fehmarn Bælt forhåpentligvis i god til før 2010.

Skal Norge ha konkurransekraft på det europeiske marked, må jernbanens infrastruktur ha tilfredsstillende standard med hensyn til hastighet, aksellast og kapasitet. Dette betyr dobbelt spor mot grensen og to nye spor på nærtrafikk-strekningen innenfor Ski.

I 2010 vil Hovedflyplassen, med en høykvalitetsjernbane som tilbringersystem, ha vært i drift i mange år.

I østlandsregionen vil det være dobbeltspor til Halden, Lillehammer og Larvik. Ringeriksbanen antas ferdig med minst halvparten dobbelt spor.

Jernbanetrafikken vil også i framtida ha sitt knutepunkt i Oslo. For å løse kapasitetsproblemene inn mot Oslo, må nærtrafikk-strekningene innenfor Ski (nevnt tidligere), og Asker være bygd ut med to nye spor. Ny forbindelse gjennom Oslo vil være realisert. Er Gardermobanen av ukjent årsak ikke bygget, må også Lillestrøm - Eidsvoll være forsterket.

Ny trasè mellom Larvik, Grenland og Sørlandsbanen vil ha gitt en vesentlig standardforbedring.

Bergensbanen og Dovrebanen har fått partielle forbedringer som har vært nødvendige for å tilfredsstille kapasiteten. Minst 1/3 er bygget ut som krysningsbelte. Dette er første skritt på veien mot dobbeltspor på hele strekningen.

Nord-Norgebanen utredes 1991/92. Hvorvidt dette prosjektet vil være realisert innen 2010, avhenger av politiske prioriteringer.

Standardvalg

Verdensrekorden med konvensjonelt materiell er idag 515,3 km/t., satt 18. mai 1990 i Frankrike.

Utfra betraktninger omkring vår befolknings mengde og struktur samt topografi og klima, dimensjoneres våre nye trasèer for 200 km/t for konvensjonelt materiell. Dvs. kurveradier helst over 2400 m. Dette gir store geotekniske og geologiske utfordringer i alle faserav planleggingen og prosjekteringen, fra idag og så lenge anleggene er i drift.

BETYDNINGEN FOR GEOTEKNIKK- OG GEOLOGIMILJØENE

Kort historisk tilbakeblikk.

Før man retter blikket mot fremtiden kan det være nyttig med et kort tilbakeblikk over hvilken betydning jernbanen (NSB) har hatt for geomiljøet i Norge tidligere. Da den første jernbanen i Norge ble bygget mellom Cristiania og Eidsvoll (ferdig 1854), ble nok betydelig viten tilført det tekniske miljøet i Norge, også om jordas oppførsel. Det er grunn til å tro at bl.a. passering av Leira ved Leirsund og inngrep i ravinelandskapet på øvre Romerike (langs Rissa og Andelva) bød på rikelig med problemer og utfordringer.

Men det gikk en mannsalder etter første jernbanebygging før geolog A.L.Rosenlund startet NSB's geotekniske kontor i 1922, som det første i Norge. Man hadde før dette opplevd utgravinger og oppfyllinger som man måtte ta fatt på flere ganger før de falt til ro. For de med hakke og spade som utførte anleggsarbeidene måtte dette ha vært ganske frustrerende. Det at noen begynte å stille spørsmål om hvorfor dette skjedde og hva som kunne gjøres for å unngå det, må ha vært besnærende for anleggsfolket.

Utover i 30-årene gikk utviklingen i det geotekniske miljøet raskt, men også i denne perioden var utviklingen ledet av jernbanerelatert geoteknikk og av NSB's Geotekniske kontor.

Utviklingen av prøvnings-, beregnings- og byggmetoder i/på løsmasser og fjell har utviklet seg mye fram til i dag, men bygger fremdeles på fundamentet av det som ble gjort i jernbanens barndom i Norge. Utstyret har imidlertid utviklet seg enormt. Tilgjengelig anleggsutstyr ved bygging av de første (og fleste) strekningene var meget begrenset, og linjene ble bygget med minst mulig terrenginngrep. Resultatet ble skarpe kurver, bratte stigninger og smale fyllinger og skjæringer.

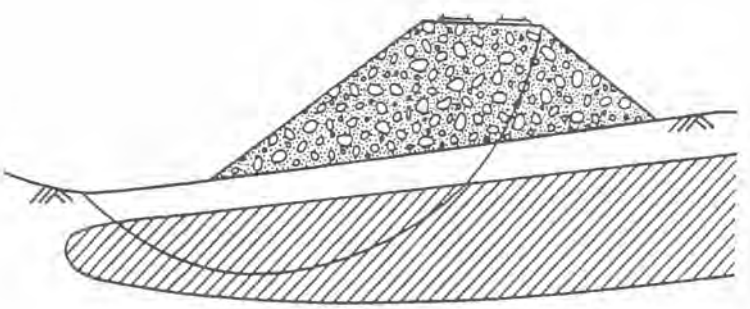
Framtidens jernbane med slake kurver som tillater høy hastighet, ofte lange tunneler og et fundament som tillater stor aksellast, vil kreve nye utfordringer innen både geoteknikk og ingeniørgeologi.

AKTUELLE INFRASTRUKTURPROSJEKTER

Følgende banestrekninger er aktuelle for utbygging i perioden fram til ca.2010 (tidspunkt for antatt ferdigstillelse kommenteres under beskrivelsen av det enkelte prosjekt). Aktualiteten av prosjektene og framdriften vil selvfølgelig være avhengig av den investeringsramme som Stortinget gir.

- Ski - Moss
- Oslo - Eidsvoll (Gardermobanen)
- Oslo - Kornsjø (Østfoldbanen)
- Brakerøya - Drammen
- Drammen - Larvik (Vestfoldb.)
- Oslo - Skøyen (Oslo-tunnel)
- Skøyen - Asker
- Eidsvoll - Lillehammer
- Larvik - Sørlandsbanen
- Oslo/Bærum - Hønef.(Ringeriksb.)
- Hønefoss - Bergen (Bergensb.)
- Lilleh. - Trondheim (Dovreb.)
- Oslo - Karlstad
- Fauske - Tromsø (Nord-Norge-b.)

Ski - Moss	
Problem-beskrivelse:	Dårlig regularitet forårsaket av kapasitetsproblemer og gammelt og slitt teknisk anlegg. Strekningen er viktig som første etappe i satsing på høyhastighetsforbindelse til Europa. Traséen har begrensninger i kurvatur og fyllings-bredder (aksellast).
Prosjekt-beskrivelse:	Nytt dobbeltspor som i hovedtrekk følger dagens trasé. Avviker der traséen ikke tilfredstiller kravene til høyhastighetsbane. Mellom Rustad og Sonsveien er traséen planlagt i fellesko´rridor med ny E6.
Status i planleggingen:	Ski - Ås: Hovedplan og reguleringsplan til behandling. Ås - Tveter: Bygging pågår. Tveter - Rustad: Ferdigbygget (åpnet 1990) Rustad - Sonsveien: Hovedplan foreligger. Sonsveien - Smørbekk: Hovedplan foreligger. Smørbekk - Kambo: Bygging pågår Kambo - Moss: Hovedplanarbeid pågår
Framdrift:	Byggestart 1987.Ferdig 1997
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	Traséen går gjennom områder med svært vanskelig grunnforhold, veksler mellom meget bløt leire, kvikkleire, myrer og oppstikkende fjell med steile sider. Tunnelstrekninger med liten overdekning i kombinasjon med knusningssoner

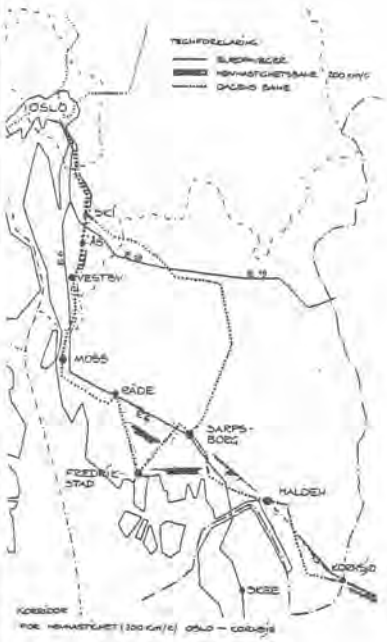


Oslo - Eidsvoll (Gardermobanen/Hovedbanen)

Problem-beskrivelse:	Strekningen Oslo - Eidsvoll er sammensatt av to sterkt belastede strekninger med kapasitetsproblemer. Banestrekningen er NSB's eldste og kurvaturen bærer preg av dette. Banen er en etappe i en framtidig høyhastghetsforbindelse til Trondheim. Oslo - Lillestrøm er en av de mest belastede dobbelt-sporede strekninger, og fjern- og IC-tog må "bremse" og holde samme fart som lokaltogene. Lillestrøm - Eidsvoll er en av de mest belastede enkeltsporede strekninger og det må allerede til OL-94 bygges større krysnings-(møte)-kapasitet. I forbindelse med planlegging av ny hovedflyplass for Østlandet utredes tilbringersystem basert på hurtige tog. Flyplasstogene er planlagt integrert i IC-nettet og på strekningen Oslo - Eidsvoll vil IC-togene (samt fjerntogene) gå over Gardermoen. Hovedflyplassen planlegges med minimum 50% kollektivandel. Prognosene for trafikken over Gardermoen er 11.7, 16.7 og 22.3 mill. flypassasjerer i h.h.v. år 2000, 2010 og 2020, slik at Gardermobanen vil bli meget viktig for NSB.
Prosjekt-beskrivelse:	Uavhengig av hovedflyplassen vil det være behov for nytt dobbeltspor på strekningen Oslo - Lillestrøm. På strekningen Lillestrøm - Eidsvoll vil de være behov for utvidelse fra enkelt- til dobbeltspor. Strekningen planlegges for høyhastighet. Gardermobanen utredes i 2 hovedalternativer, et direkte under Nordmarka, gjennom Nittedal, Romeriksåsen, Gjerdum og Nannestad og et om Lillestrøm (med underalternativer om Skedsmokorset og langs eksiterende bane til Jessheim). I tilknytning til direktelinjen bygges en lokalbane til Jessheim. Nordover planlegges banen med tilkobling til dagens bane i Eidsvoll.
Status i planleggingen:	Hovedplan Gardermobanen (med konsekvens-utredning i h.h.t. Miljøverndepartementets veileder T-746) pågår. Ut på høring 15.12.91 og Stortingsvedtak i vårsesjonen -92 (juni ?). Referansealternativet (hva NSB ville gjøre uten hovedflyplass) utredes parallelt.
Framdrift:	Byggestart Gardermobanen 1992, ferdig 1998.

Oslo - Eidsvoll (forts)	
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	De geotekniske utfordringene er størst i direkte-alternativet, med krysning av Leira og ravinelandskapet på Øvre Romerike, med meget betydelige terrenginngrep (kvikkleire). Om Lillestrøm langs dagens linje forbi Leirsund (som ikke gjør skam på navnet sitt) og Jessheim er det også duket for rikelig med utfordringer. Også nord for flyplassen er utfordringene store, med løsmassetunnel på Eidsvoll som "godbit". Ingeniørgeologiske oppgaver mangler heller ikke. På direktealternativet er det lange tunneler både under Nordmarka (10,3 - 14.8 km lang) og Romeriksåsen (ca. 7 km lang) og i Lillestrømalternativet er det tunnel fra Oslo til Rælingen (13 km lang).

Oslo - Kornsjø (Østfoldbanen)	
Problem-beskrivelse:	Østfoldbanen er i dag viktigste jernbaneforbindelse til Europa. Høyt prioritert prosjekt i en satsing på høyhastighettog Samarbeid på nordisk basis pågår. Ski - Moss pågår. Dagens øvrige trasé har dårlig standard, mye kurver og smale fyllinger.
Prosjekt-beskrivelse:	Tre ulike hovedprinsipper for trafikkering vurderes, alle med dobbeltspor (Oslo - Ski 4 spor totalt): - Høyhastighetsstandard 200 km/t via alle Østfold-byene. Følger eksisterende korridor, men omfattende kurveutrettinger. - Høyhastighetsstandard 200 km/t med noen stopp i Østfold. Avvikende traséføring i Nedre Glomma-regionen vurderes. - "Eksklusiv" høyhastighetsstandard 300 km/t, sannsynligvis en ny jernbanekorridor, som 3.generasjons trasévurdering.
Status i planleggingen	Oslo - Ski, hovedplan foreligger, må revideres. Ski - Moss, kfr. eget prosjekt. Oslo - Kornsjø, forstudie gjennomført og planutredning igangsatt..
Framdrift:	Mål for ferdigstillelse på norsk side år 2001, byggestart senest 1994?
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	Gjennom hele Østfold er grunnforholdene vanskelig/utfordrende. Mye bløt leire som skaper stabilitetsproblemer selv ved små inngrep. Setningsproblematikk er også svært viktig tema i høyhastighetstraséer. Både på strekningen Oslo - Ski og videre ned gjennom Østfold vil det bli tunnelstrekninger som krever omfattende innsats fra geologer.



Brakerøya - Drammen	
Problem-beskrivelse:	Enkeltsporsstrekningen mellom Brakerøya holdeplass og Drammen stasjon er i dag en flaskehals med kapasitetsbegrensinger.
Prosjekt-beskrivelse:	Dobbeltsporet bru kombinert med fylling i Bragernesløpet og dobbeltsporet bru over Strømsøløpet.
Status i planleggingen:	Hovedplan foreligger
Framdrift:	Byggestart 1993 for et elveløp.
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	De geotekniske utfordringene er knyttet til fundamentering av bruene og fyllingen inkl. setningsproblematikk, samt strømningsforhold og erosjon.

Drammen - Larvik -Skien (Vestfoldbanen)	
Problem-beskrivelse:	NSBs beste IC-strekning. Reisetidsforkortelse er nødvendig og mulig (traséen bygget i1881) Det er dårlig krysningkapasiet. For å ivareta den stadige trafikkøkning må krysningskapasitet bygges ut som parseller av et framtidig dobbeltspor.
Prosjekt-beskrivelse:	Utbygging av dobbeltspor Drammen - Larvik, med kurveutrettinger. Nye tunneler mellom Larvik og Eidanger
Status i planleggingen:	Planutredning er foretatt. Hovedplan for 6.5km dobbeltspor ved Sande er utarbeidet. Detalj-og byggeplan pågår. Parsellvise hovedplaner på resten utarbeides.
Framdrift:	Første fase (bedring av krysningskapasitet) ferdig 1994, ferdig dobbeltspor Drammen - Larvik 2005.
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	Drammen og Vestfold har også rikelig med områder der geoteknikerne og geologene kan se for seg utfordrende oppgaver.

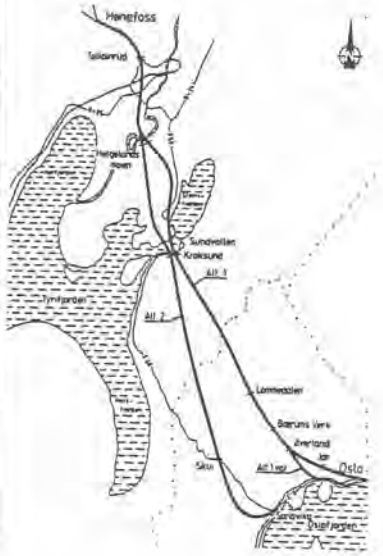
Oslo - Skøyen (Oslo-tunnel)	
Problem-beskrivelse:	Gjennomkjøring av tog i Oslo-tunnelen har vist seg markedsmessig gunstig, men den dobbeltsporede tunnelen har kapasitetsbegrensninger. Strekningen er også sårbar og det mangler effektiv beredskapsvei øst-vest
Prosjekt-beskrivelse:	Det må etableres ny dobbeltsporet forbindelse gjennom Oslo.
Status i planleggingen:	Planutredning pågår.
Framdrift:	Byggestart antatt 1998?, ferdigstillelse 2005?.
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	Ny "Fjell-linje", "Grunnlinje", "Vannlinje" eller lignende, taler for seg selv!

Skøyen - Asker	
Problem-beskrivelse:	Blandingen av lokaltog og hurtigtog gjør at dagens dobbeltspor får kapasitetsbegrensninger på sikt. Traséen har dessuten hastighetsbegrensninger på grunn av kurvatur.
Prosjekt-beskrivelse:	Det må etableres nytt dobbeltspor, delvis langs dagens bane, delvis i egen trasé.
Status i planleggingen:	Det pågår ny hovedplanstudie for strekningen.
Framdrift:	Byggestart antatt 1996?, ferdigstillelse 2004?
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	Stort sett dårlig grunnforhold der det ikke er fjell i dagen..

Eidsvoll - Lillehammer	
Problem-beskrivelse:	Enkeltsporstrekning med noe bedrede krysningsmuligheter etter OL-94, men forventet økt trafikk til "etterbruk". Dobbeltspor forutsettes på alle IC-strekninger. Etappe i høyhastighetsforbindelse til Trondheim
Prosjekt-beskrivelse:	Kurveutretting og gradvis bedring av krysningskapasitet til komplett dobbeltspor.
Status i planleggingen:	Planutredning Eidsvoll - Trondheim pågår, parsellvise hoved- og detaljplaner.
Framdrift:	Ferdig 2005
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	Endel stedvise utfordringer, men området er ikke det mest kompliserte.

Larvik - Sørlandsbanen	
Problem-beskrivelse:	Sørlandsbanen har mindre trafikk enn befolkningsgrunnlaget skulle tilsi. Det skyldes bl.a. at den er lokalisert et godt stykke fra byene. Forbindelse vil gi reisetidsforbedring og bane gjennom befolkningskonsentrasjonen i Vestfold og Grenland..
Prosjekt-beskrivelse:	Koblingen mellom Vestfold- og Sørlandsbanen er vurdert etter to prinsipper - ytre og indre - ytre over Brevik, Bamble til Skorstøl og indre via Porsgrunn til Neslandsvatn.
Status i planleggingen:	Planutredning foreligger
Framdrift:	Ferdigstillt 2010?
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	Utfordringer bl.a. i Porsgrunn-området, krysning av Vollsfjorden og Brevikstrømmen, samt mange tunneler.

Oslo/Bærum - Hønefoss (Ringeriksbanen)	
Problem-beskrivelse:	Forbindelsen til Hønefoss og videre til Bergen går idag om Drammen/Hokksund, alternativt om Roa. Ringeriksbanen vil forkorte reisetiden betydelig og gi et effektivt og godt kollektivtilbud mellom Hønefoss og Oslo
Prosjekt-beskrivelse:	Høyhastighetsforbindelse fra Oslo til Hønefoss. Alternative avgreninger er Skøyen, Lysaker og Sandvika, de to førstnevnte via Lommedalen, alle passerer Sundvollen videre til Hønefoss.
Status i planleggingen:	Planutredning foreligger. Hovedplan 1994-95
Framdrift:	Ferdig 2005
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	Mange! Lange tunneler, samt avgrening og føringer på Oslo/Bærum-siden.



Hønefoss - Bergen (Bergensbanen)	
Problem-beskrivelse:	Reisetidsforkortelse. Høyhastighetsforbindelse.
Prosjekt-beskrivelse:	Kurveutretting, linjeomlegging, heving av linjen på grunn av snøforhold krysningsbelter/dobbeltspor.
Status i planleggingen:	Planutredning pågår
Framdrift:	Ferdig 2020?
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	Mange

Lillehammer - Trondheim (Dovrebanen)	
Problem-beskrivelse:	Reisetidsforkortelse. Høyhastighetsforbindelse.
Prosjekt-beskrivelse:	Kurveutretting, linjeomlegging, krysningsbelter/dobbeltspor.
Status i planleggingen:	Planutredning pågår
Framdrift:	Ferdig 2020?
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	Mange

Oslo - Karlstad	
Problem-beskrivelse:	Reisetidsforkortelse. Høyhastighetsforbindelse til Stockholm.
Prosjekt-beskrivelse:	Kurveutretting, linjeomlegging, krysningsbelter/dobbeltspor.
Status i planleggingen:	Idéfase.
Framdrift:	Ferdig 20???
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	Mange

Fauske - Tromsø (Nord-Norge-banen)	
Problem-beskrivelse:	Spørsmålet om jernbane i den nordlige landsdel har en lang historie bak seg. Krav, ønsker og utredninger utgjør sentrale elementer i denne historien. Nord-Norge-banen vil styrke transportavviklingen i landsdelen. Den vil også være et samfunnstiltak som vil få betydelige ringvirkninger i anleggsfasen, og senere drift.
Prosjekt-beskrivelse:	Det er tre utbyggingsalternativer som skal utredes: - Utbygging sør for Narvik (Fauske - Narvik) - Utbygging nord for Narvik (Fauske - Tromsø) - Utbygging av hele strekningen (Fauske - Tromsø) Også forbindelse til Harstad skal vurderes. Banen skal planlegges som høyhastighetsbane (200) Oppgradering av Nordlandsbanen til høyhastighet skal vurderes, samt elektrifisering.
Status i planleggingen:	Flere utredninger er foretatt tidligere. Det er nå igangsatt en planutredning, basert på det forstudiet som nylig er avsluttet.
Framdrift:	Behandles i NJP 1994-98
Geotekniske og/eller ingeniør-geologiske utfordringer:	Mange og varierende, men grunnforholdene er stort sett brukbare. Kun kortere partier med dårlig grunnforhold Store ingeniørgeologiske utfordringen med bl.a. kryssing av Tysfjorden i en 53km lang tunnel.

I tillegg til enkeltprosjektene nevnt foran vil det i årene framover også bli behov for omfattende rassikring og profilutvidelse (eksisterende tunneler, skjæringer, naturlige skråninger) langs flere banestrekninger.

RENNFAST
ERFARING MED GEOELEKTRISKE MÅLEMETODER

RENNFAST
Geoelectrical soundings in exploratory drillholes

Siv. ing. Leiv Pedersen
NOTEBY A/S
P.t. Statens Vegvesen Rogaland Rennfastprosjektet

Ov. ing. Jan Erik Buan
Anleggskontoret, Vegdirektoratet

Første amanuensis Ole B. Lile
Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk
Norges Tekniske Høyskole

SAMMENDRAG

Ved RENNFAST-prosjektet er det foretatt geoelektriske målinger i sonderborhull. Formålet med målingene har vært å avdekke kommende partier med dårlig fjell, som vil gi et større sikringsbehov enn normalt. Disse målingene har vært et supplement til den vanlige sonderboringen.

Bergartene det er målt i er i hovedsak gneis og fyllitt. Målingene er utført av personer med og uten geofysisk erfaring. De geoelektriske målingene er blitt utført samtidig med sonderboringene, uten at arbeidet på stuff er blitt heftet. Stedvis har de geoelektriske målingene påvist leirsoner som sonderboringen ikke har påvist. Målinger i fyllitt har ikke gitt nyttbare resultater, på grunn av bergartens elektriske egenskaper.

Erfaringen ved RENNFAST-prosjektet så langt viser at geoelektriske målinger er enkle å utføre, billige og at de kan gi bedre indikasjon enn sonderboring alene av kommende svakhetssoner.

SUMMARY

During construction of two subsea roadtunnels in the RENNFAST-project, geoelectrical soundings have been carried out in exploratory drillholes. The object of these soundings was to determine low quality rock conditions more accurate than just from the exploratory drillholes. Measurements have been carried out in both phyllite and gneis. Occationally these measurements revealed weakness zones or clayfilled fracture zones, not determined from the drilling. Furthermore these investigations are easy to perform, with almost no delay for the contractor. They are also cheap and fairly reliable.

BAKGRUNN

Geoelektriske målinger er utført tidligere i Maursund-tunnelen og ble beskrevet under siste konferanse. I Maursund-tunnelen ble det også utført målinger i sonderborhull foran stuff. Målingene ble utført med første generasjons utstyr. Erfaringene med målingene var så positive at Vegdirektoratet ville videreutvikle utstyret slik at det ble mer brukervennlig.

Vegtunneler drives med et tverrsnitt tilpasset stigningsforhold og trafikkmengde. I partier som krever tyngre sikring enn forutsatt, må tverrsnittet utvides for å gi rom for sikringen. Geoelektriske målinger vurdert sammen med sonderboringer, har gitt et bedre grunnlag for å vurdere fjellkvaliteten foran stuff og dermed behovet for utvidet tverrsnitt.

UTSTYR

Utstyret som brukes ved RENNFAST, består av et ABEM Terrameter SAS 300C, en spesialbygd kabel m/ 15 elektroder, en koblings-boks og en strømelektrode m/ kabelsnelle. I tillegg er det utviklet et regneark i Lotus for bearbeiding av måledataene.

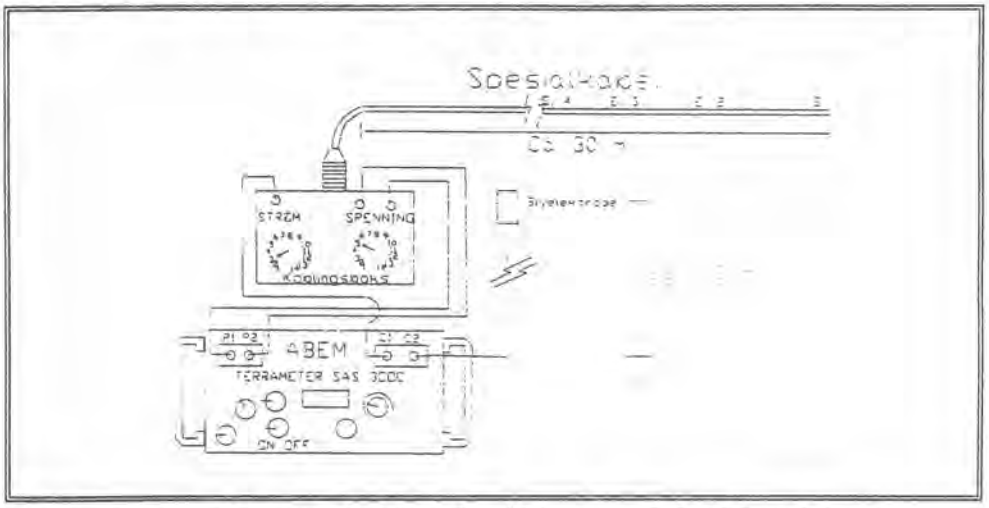


Fig 1. Utstyr for geoelektrisk måling, med koblingskjema.

Utstyret og programvaren er utviklet ved Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk ved NTH, på oppdrag for Vegdirektoratet. Spesialkabelen er senere forbedret på anlegget.

Den kabelen som er i bruk på RENNFAST, består av 15 bly-elektroder. Lengden på elektrodene er ca 10 cm og har en innbyrdes avstand på 2 m. Lederne er vanlig felttelefonkabel. Lederne er snodd rundt 6 stk 2.5 mm FRP glassfiberkjerner. For å unngå tvinn på kabelen er både ledere og kjernematrialet kontrasnodd. Utenpå lederne, mellom elektrodene, er det montert en krympestrømpe for å oppnå bedre stivhet. Rundt elektrodene er det montert en skumgummisvamp og en hønsenetting for

beskyttelse. Overføringen fra kabel til koblingsboks skjer via en såkalt multi-skrukontakt.

Problemene med utstyret har vært få og har bestått i enkelte ledningsbrudd og vannintrenging. Reparasjonene har ikke medført store kostnader og er blitt utført hos en lokal elektriker. Kabelen har oppnådd en driftstid på ca 6 måneder uten reparasjoner eller større vedlikehold. For senere bruk kan kabelen gjøres enda stivere, slik at innføringen i borhullet går enklere. For å unngå intrenging av vann bør partiet rundt elektrodene sveises med et elastisk materiale.

Programmet er et vanlig LOTUS program som, ut fra målte verdier, beregner tilsynelatende spesifikk motstand og plotter verdien ut med tilhørende profilnr, se figur 2.

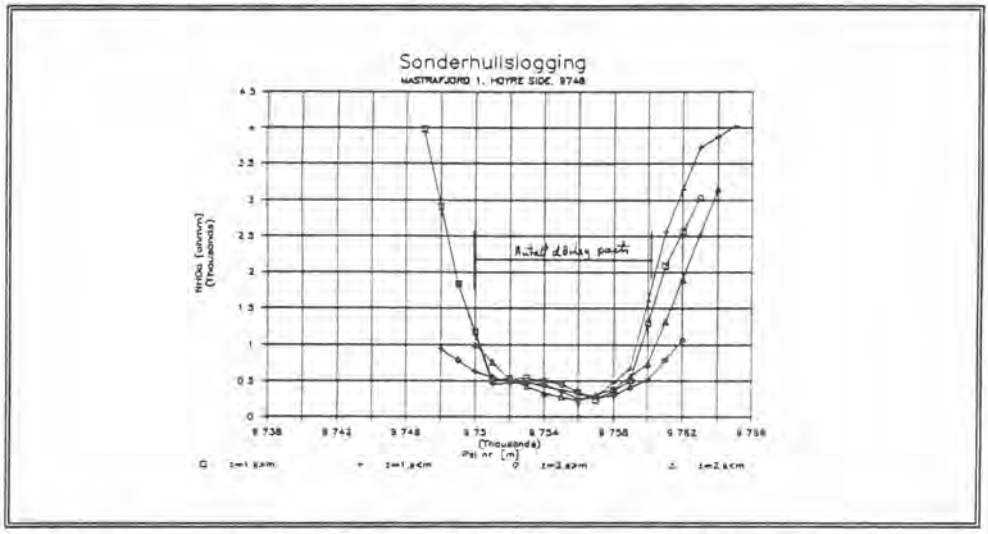


Fig 2. Eksempel på plott av geoelektriske målinger.

MÅLEPROSEDYRE

Målingene utføres som pol-dipol målinger, se figur 3.

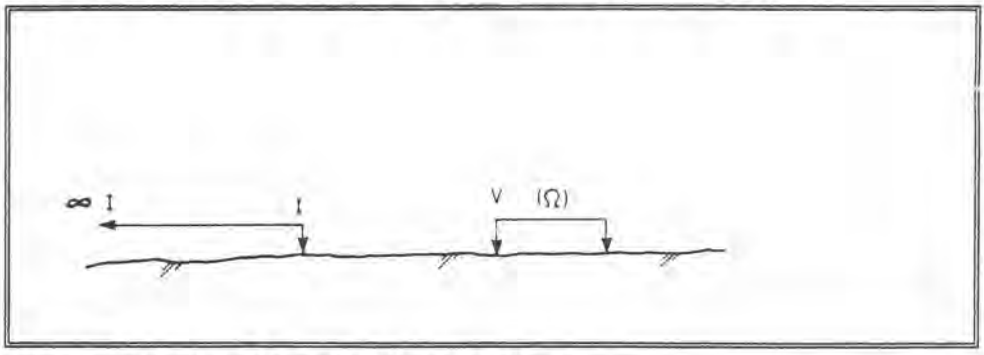


Fig 3. Prinsipp for pol-dipol målinger.

Spesialkabelen tres inn i sonderborhullet for håndmakt og føres helt til bunnen av borhullet. Borhullslengden leses direkte av på kabelen og føres inn på registreringsskjemaet, se tabell 1.

Sondérhullslogging

Anlegg	
Stuffkoordinat	
Dato/tid	
Utført av	

Venstre side, hullengde= . S = strøm-elektrode, M = måle-elektroder

S	M	Måleverdi	M	Måleverdi	M	Måleverdi	M	Måleverdi
1	–	–	–	–	2-3		3-4	
2	–	–	–	–	3-4		4-5	
3	–	–	1-2		4-5		5-6	
4	1-2		2-3		5-6		6-7	
5	2-3		3-4		6-7		7-8	
6	3-4		4-5		7-8		8-9	
7	4-5		5-6		8-9		9-10	
8	5-6		6-7		9-10		10-11	
9	6-7		7-8		10-11		11-12	
10	7-8		8-9		11-12		12-13	
11	8-9		9-10		12-13		13-14	
12	9-10		10-11		13-14		14-15	
13	10-11		11-12		14-15		–	–
14	11-12		12-13		–	–	–	–
15	12-13		13-14		–	–	–	–

Høyre side, hullengde= . S = strøm-elektrode, M = måle-elektroder

S	M	Måleverdi	M	Måleverdi	M	Måleverdi	M	Måleverdi
1	–	–	–	–	2-3		3-4	
2	–	–	–	–	3-4		4-5	
3	–	–	1-2		4-5		5-6	
4	1-2		2-3		5-6		6-7	
5	2-3		3-4		6-7		7-8	
6	3-4		4-5		7-8		8-9	
7	4-5		5-6		8-9		9-10	
8	5-6		6-7		9-10		10-11	
9	6-7		7-8		10-11		11-12	
10	7-8		8-9		11-12		12-13	
11	8-9		9-10		12-13		13-14	
12	9-10		10-11		13-14		14-15	
13	10-11		11-12		14-15		–	–
14	11-12		12-13		–	–	–	–
15	12-13		13-14		–	–	–	–

Tabell 1. Skjema for registrering av geoelektriske målinger. Inst. for petroleumsteknologi og anv. geofysikk, NTH

Ved hjelp av koblingsboksen velges en elektrode som strømelektrode. Elektrodene er nummerert fra 1 til 15 og elektrode 1 er innerst i borhullet. Motstanden måles mellom nærliggende elektroder til strømelektroden, og normalt i fire forskjellige posisjoner, se tabell 1. I tabellen representerer

hver linje målesekvensen til en strømelektrode, det vil si hvilke elektrodepar det skal måles motstand mellom for hver enkelt strømelektrode.

Etter at utstyret er koblet opp som vist i figur 1, tar det ca 10 min å utføre måleserien i et 24 m langt borhull. Totalt tidsforbruk for to måleserier à 24 m, oppkobling, nedkobling og rengjøring av utstyret er normalt 45 minutter.

Målingene kan utføres samtidig som boring av motstående sonderhull eller salvehull pågår. Det eneste entreprenøren da må passe på, er at konturen i nærheten av sonderborhullet må vente til måleserien er ferdig.

I en normal målesekvens blir det utført en måling pr elektrode-kombinasjon, men ved mistanke om avvik ble det foretatt kontrollmålinger.

MÅLERESULTAT OG TOLKING

Etter avlesing i tunnel blir måledataene lagt inn på et LOTUS program og tilsynelatende spesifikk motstand beregnes. Programmet beregner plottepunkt for motstandsverdiene, og det ferdige plottet, slik det er vist figur 2, tolkes direkte.

De målte verdiene representerer hver for seg et lite fjellvolum rundt borhullet. Målingene foretatt i ytterste posisjon i forhold til strømelektroden representerer et større fjellvolum enn ved nærmeste posisjon.

Ved store variasjoner i mineral-innhold kan bildet bli vanskelig å tolke. Men ved å kombinere dataene fra sonderboring og de geoelektriske målingene og på begge sider av stuffen, kan man dra sikrere slutninger. Målingene på hver side av strømelektroden kan si noe om en sones plassering i forhold til strømelektroden, det vil si om sonen står skjevt i forhold til tunnelen.

Ideen bak målingene er at ledningsevnen i et fjellvolum vil variere avhengig av mineralinnholdet. Normalt vil feltspat og kvarts gi liten ledningsevne, dvs høy motstand (> 1000-20000 ohmm), mens glimmermineraler, kismineraler, leirmineraler og vann leder strøm godt og vil derfor gi lav motstand (< 500- 1000 ohmm). En gneis inneholder vesentlig feltspat og kvarts, mens en svakhetssone vil vesentlig inneholde leirmineraler og vann. Motstandsmåling over en svakhetssone vil derfor vises som et markert fall i tilsynelatende spesifikk motstand, se figur 2.

De geoelektriske målingene har ved et par anledninger påvist soner som ikke er oppdaget ved sonderboring. Normalt sett vil man anta en mulig sone dersom alle fire kurvene viser et markert fall i tilsynelatende spesifikk motstandsverdi. Tallverdien i en svakhetssone ligger maksimalt i størrelsesorden 500-1000 Ohmm.

Ved RENNFAST-prosjektet har man utført målinger i fyllitt, glimmerskifer og gneis av forskjellig karakter. Fyllitten i Stavanger området inneholder endel grafitt og kismineraler. Dette har medført tildels meget lave målte verdier i normalt godt tunnelfjell, mens verdiene indikerer svakhetssoner. Fyllitten

inneholder også kvartslinser eller benker av kvartsitt og tolkingen blir derfor usikker. Man besluttet derfor på et tidlig tidspunkt at det ikke skulle utføres geoelektriske målinger i fyllitten i Byfjordtunnelen.

Plotteprogrammet regner ut på grunnlag av stuffkoordinat og lengden av borhullet ved hvilket profilnummer den målte verdien hører hjemme. Dermed kan man eksakt lokalisere en forventet svakhetssone til tunnelens koordinater.

Som vedlegg finnes noen plott fra RENNFAST-prosjektet.

Enhver måleserie vil gi informasjon om fjellkvaliteten i bergmassivet foran stuff. De vedlagte plott viser at tolkingen kan være vanskelig, og erfaring og bakgrunn til den som tolker vil være avgjørende for den nyttbare informasjon som kan dras fra dataene.

ØKONOMI

Den økonomiske fordelen til systemet ligger i at man på et tidlig tidspunkt får en indikasjon på dårlig fjell og dermed kan bestemme seg for å bruke utvidet tverrsnitt. På den måten vil både byggherre og entreprenør unngå tidkrevende og kostbar etterstrossing, og også stabilitetsmessige problemer ved etterstrossing i dårlig fjell. Selve måleoperasjonen er relativt rask å utføre og medfører ikke nevneverdig heft for entreprenøren.

Kostnader til komplett utstyr ligger i størrelsesorden kr 100.000

ERFARING, KOMMENTAR

Geoelektriske målinger på stuff, utført som et supplement til den systematiske sonderboringen ved en undersjøisk veitunnel, har vist seg på RENNFAST-prosjektet å gi et positivt bidrag til forståelsen av fjellforholdene foran stuff. Det har av kapasitetsmessige hensyn ikke vært praktisk å utføre geoelektriske målinger systematisk, men i utvalgte partier, ut i fra erfaring og observasjoner på stuff.

Slike målinger kan gi informasjon om fjellforholdene som ikke oppdages under sonderboringen. Videre er målingene så enkle å utføre at man ved en kort opplæring, kan gjennomføre og tolke målingene uten geofysisk eller geologisk bakgrunn. Målingene kan utføres parallelt med arbeidene på stuff uten å hindre rytmen.

REFERANSER

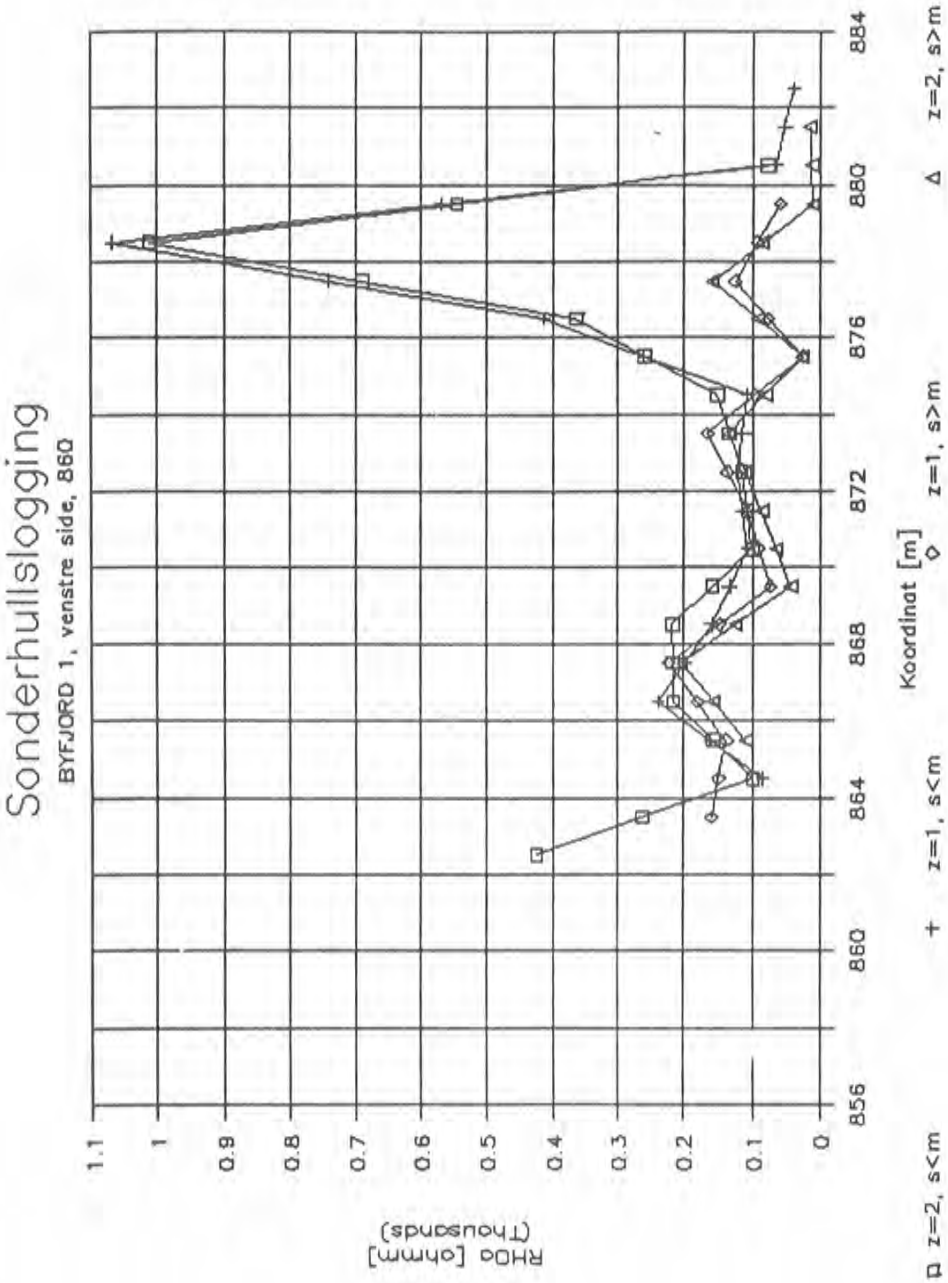
1) Lile O.B., 1983: Elektriske metoder, samling av materiale fra forelesninger i Innføring i anvendt geofysikk ved NTH.

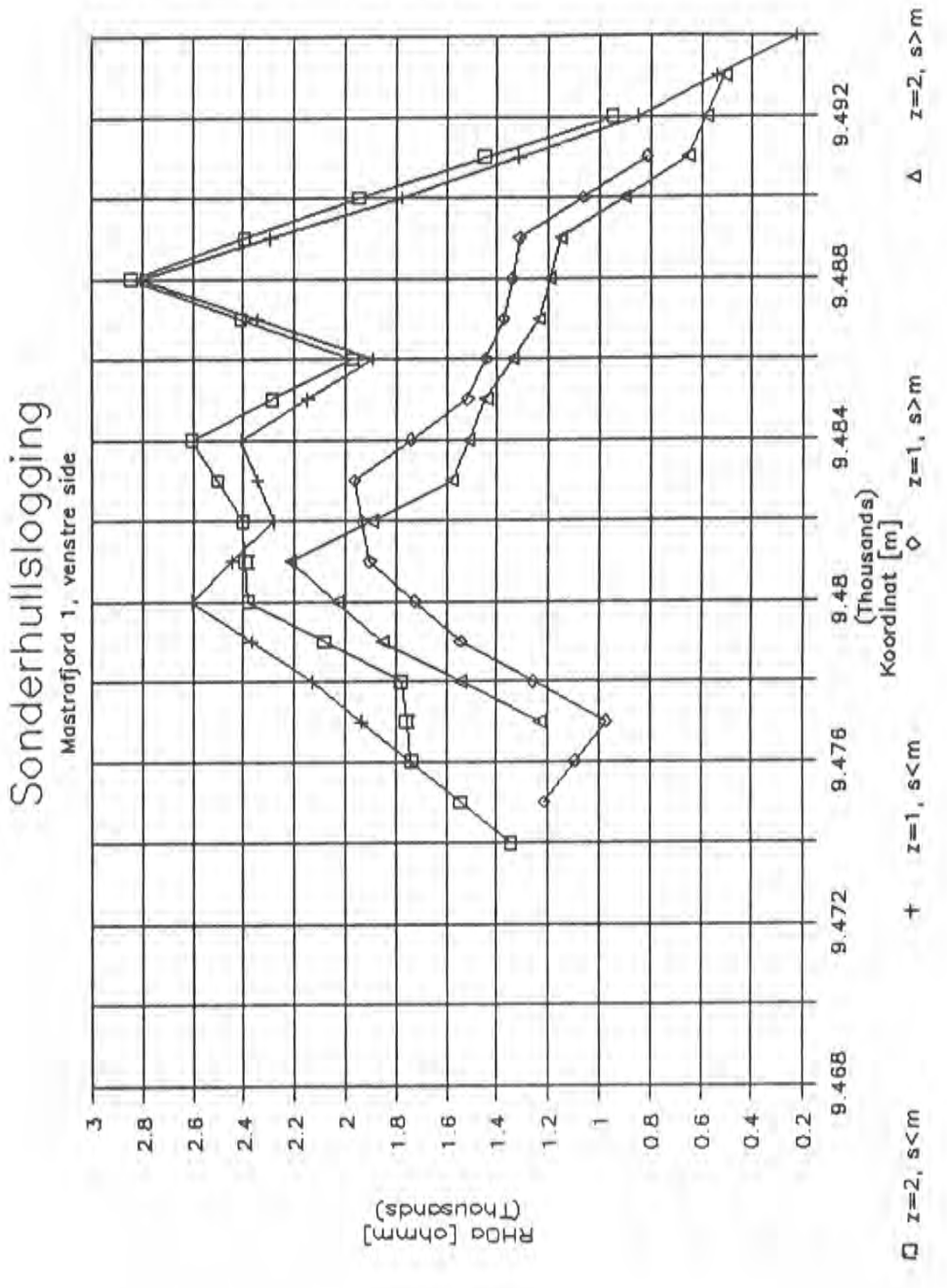
2) Lile et al, 1990: Rapport om resistivitetsmålinger i Maursundet, rapporter til Statens Vegvesen Vegdirektoratet.

3) Lile et al, 1990: Resistivity measurements on the seabottom for locating fracture zones, 16pp, paper on Strait crossings.

4) Lile O.B., 1990: "Fjellsprengningskonferansen"

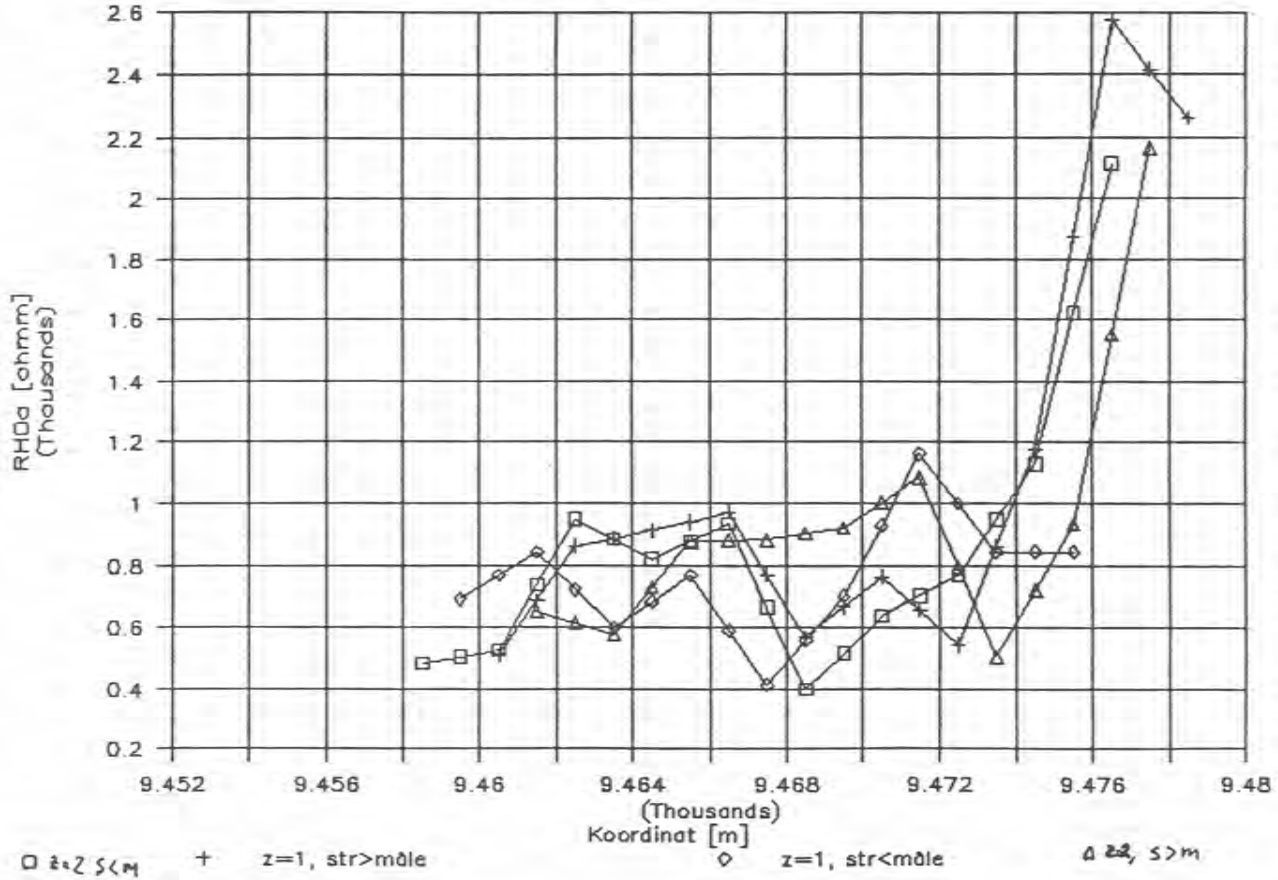
5) Lile et al,in press: Resistivity measurements on the seabottom, paper to Geophysical Prospecting.

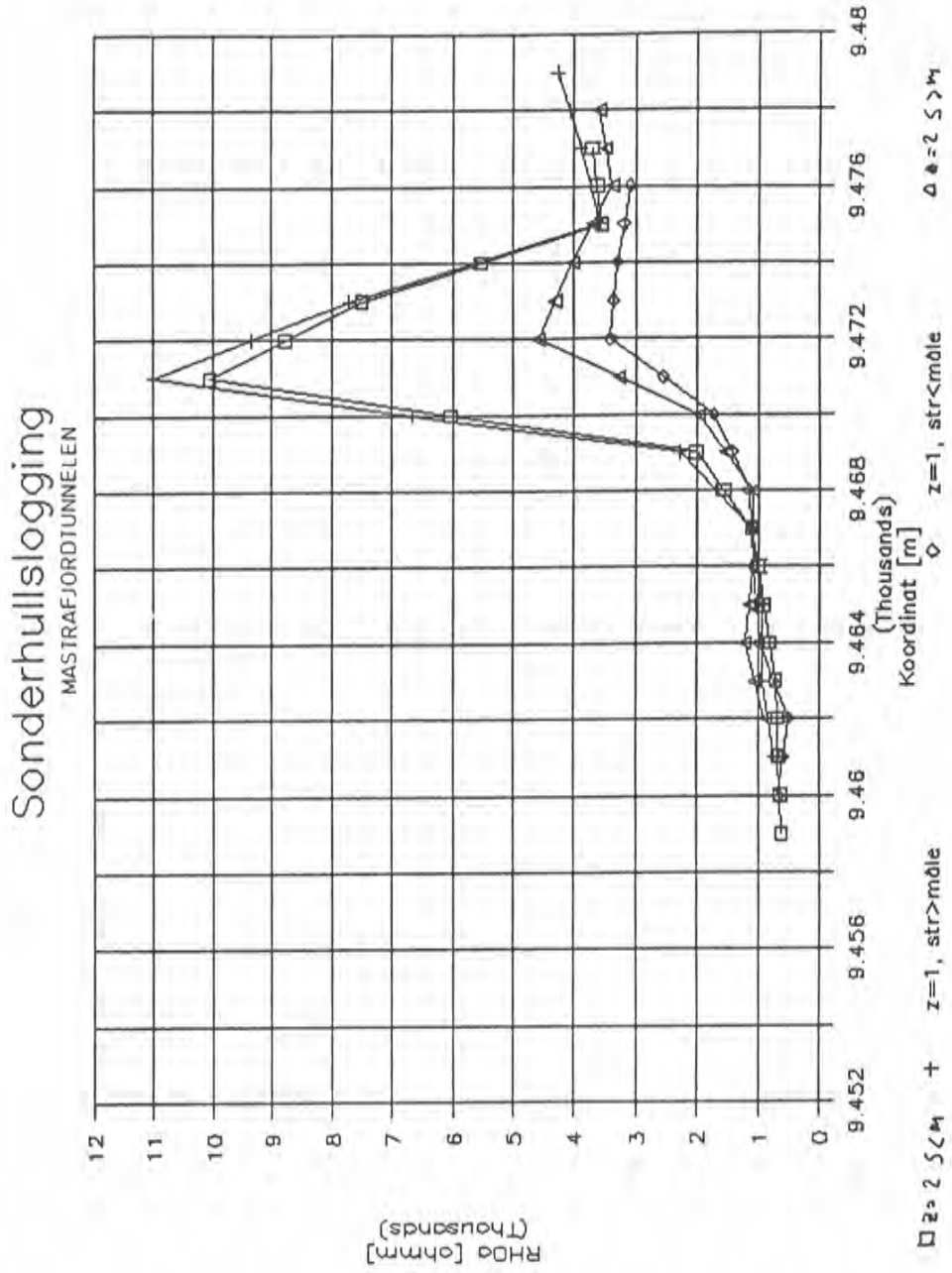

Sonderhullslogging
BYFJORD 1, venstre side, 860
RHOa [ohmm]
(Thousands)
1.1
1
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
856
860
864
868
872
876
880
884
Koordinat [m]
□ z=2, s<m
+ z=1, s<m
◇ z=1, s>m
Δ z=2, s>m


Sonderhullslogging
Mastrafjord 1, venstre side
RHOa [ohmm]
(Thousands)
3
2.8
2.6
2.4
2.2
2
1.8
1.6
1.4
1.2
1
0.8
0.6
0.4
0.2
9.468
9.472
9.476
9.48
9.484
9.488
9.492
(Thousands)
Koordinat [m]
z=2, s<m
z=1, s<m
z=1, s>m
z=2, s>m

Sonderhullslogging

MASTRAFJORDTUNNELEN




Sonderhullslogging
MASTRAFJORDTUNNELEN
RHOa [ohmm]
(Thousands)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
9.452
9.456
9.46
9.464
9.468
9.472
9.476
9.48
(Thousands)
Koordinat [m]
z=1, str>måle
z=1, str<måle

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1991

RENNFASTPROSJEKTET

KOMPLETT TUNNEL LIKE BAK STUFF

The Rennfast project

Completion of tunnel during excavation

Siv.ing. Eirik Einum
AF Rogaland Contractors ANS

SAMMENDRAG

I dagens marked med lavt prisnivå, stramme tidplaner og strenge krav til kvalitet, har det vært nødvendig å forsøke å tenke nytt for å oppnå resultater. Høy produktivitet, tett oppfølging, mest mulig komplett tunnel nær stuff og fokusering på kvalitet, er nøkkelpunkt. På Rennfastprosjektet har Rogaland Contractors drevet tunneler hvor grøft er skutt sammen med salve, permanentsikring tatt fortløpende, kontinuerlig profilkontroll samt delvis vann- og frostsikring er utført. Målsetting var komplett tunnel ved gjennomslag. Erfaringene har vært gode og viser at det ligger et potensiale for videre optimalisering.

SUMMARY

Tough time schedules, high quality requirements and low prices have made it necessary to look for alternative solutions in tunneling. By focusing on high productivity, quality and completion of tunnel during excavation, good results are obtained.
The tunneling at the Rennfast project has been executed with an accurate profile control, blasting of full profile including ditch, all permanent rock support and partially roof plates to take care of water leakages, all done close to the working front.
The experience so far is good and shows that it is a further potential to improve todays tunneling methods.

BAKGRUNN

AF Rogaland Contractors utfører for Statens Vegvesen Rogaland to undersjøiske vegtunneler utenfor Stavanger. Byfjordtunnelen er 5.834 meter lang med største dybde 223 m.u.h. Mastrafjord-tunnelen er 4.390 meter lang hvor RC driver 2.600 meter og går ned til 132 meters dyp. Tunneltverrsnittet på 72,5 m^2 gir plass til to kjørefelt pluss krabbefelt. Stigningen er på 80 o/oo (1:12,5). Arbeidene startet i august 1990 og tunnelene vil være komplett ferdige for trafikk 1.desember 1992.

GEOLOGISKE FORHOLD

Bergartene i Byfjordtunnelen er i hovedsak fyllitt med kvarts i årer og linser. Innen mindre soner har fyllitten kvartsittisk karakter, men i hovedsak er det vanlig svart fyllitt.
I Mastrafjordtunnelen har bergarten vært gneiss med enkelte leirholdige svakhetssoner.

DRIFTSOPPLEGG - KRAV TIL TUNNELDRIFTEN

Utstyrsvalg og driftsopplegg var i utgangspunktet tenkt tradisjonelt. Ved oppstart av arbeidene var det nødvendig med en grundig gjennomgang med tanke på å optimalisere dette. Det en hadde som utgangspunkt var følgende:

- stram tidsplan
- strenge krav til kvalitet
- lavt prisnivå, dvs små økonomiske marginer

For å kunne klare dette tidsmessig og kvalitetsmessig, samt for å komme iland økonomisk, måtte følgende krav tilfredsstilles:

- høy produktivitet
- fokusering på kvalitet, dvs ting gjøres korrekt første gang
- mest mulig komplett tunnel "på stuff".
- tett oppfølging hvor beslutninger kunne tas "på stuff".

Målsettingen med og kravet til tunneldriften ble da at ved gjennomslag skulle tunnelen være komplett med korrekt tverrsnitt uten knøl, ferdig sprengt grøft og nisjer samt ferdig permanent sikring. I tillegg skulle vannsikringen bestemmes slik at den ble liggende maks 500 meter bak.
"På stuff" ble definert som området mellom selve stuffen og start ventilasjonsduk, normalt 50 - 80 meters lengde.
Hovedårsaken til at arbeidet måtte utføres i dette området var at en her kom etter med vannrør, pumperør, kabel og en ventilasjonsduk med diameter 1,80 meter som ville gjøre utførelsen mer komplisert.
Arbeidene som foregår innenfor dette området er:

- boring
- sprengning
- lasting
- utkjøring
- fjellrensk
- bolting
- ettergysing av bolt
- sprøytebetong
- grøftesprengning/-kontroll
- utstøpning (delvis)
- profilkontroll

I tillegg vil deler av arbeidet med vann- og frostsikring kunne foregå lengre bak i tunnelen under drift.

SIKRINGSMETODER/OMFANG

Det ble tidlig klart at hovedsikringsmidlene ville bli fiberarmert sprøytebetong og bolting, som for de fleste tunneler av denne type. Det spesielle her var at byggherren ønsket en arbeidssikringsbolt som kunne ettergyses, og dermed inngå i den permanente sikringen. Her ble den såkalte "kombibolten" valgt, som er en endeforankret bolt med ett hull i platen for lufteslange og gyseslange. Hvis en ser tunnelene under ett, har en hittil følgende nøkkeltall for omfang (6400 m av totalt 8400 m):

bolter	ca 4 bolt/1m tunnel
sprøytebetong	1,1 m^3/1m tunnel
utstøpning	60 1m totalt

Grøftesprengning

Permanent drensgrøft i den ene siden på tunnelen - dybde 1,30 m og bredde 1,20 m - ble sprengt sammen med salven. Grøften ble gravd opp 1 - 2 ganger pr uke for kontroll av riktig dybde og eventuelle knøler ble boret og skutt sammen med første salve. Etter kontroll ble grøften fyllt tilbake. Det viste seg etter en stund at behovet for etterspretting var minimalt.

Profilkontroll

Kontrakten krever at det framlegges profil for hver 10.meter. I tillegg er alle områder med innstikkende knøler profilert, slik at en i gjennomsnitt har et profil for hver 3 - 5 meter. Dette sammen med en tilpasning av profilet har så og si helt fjernet behovet for etterpretting.

Bolting/ettergysing

Arbeidssikring er blitt utført på stuff. Komplettering med tanke på permanent funksjon er blitt utført etter ukentlig befaring av byggherrens ingeniørgeolog. Ettergysing av bolter har for én stuffs vedkommende fungert godt og vært ajour ukentlig, mens en for de to andre stuffene har hatt en tendens til å bli hengende noe etter ved stort bolteomgang og høy ukeinndrift. De gangene dette har skjedd, har det vært nødvendig å supplere bakstuffen en periode for å komme ajour.

Sprøytebetong

Sprøyting på stuff har vært utført fortløpende og i samråd med byggherren og i perioder hvor tunneldriften ikke er blitt hindret. Nødvendig supplering er tatt etterhvert på grunnlag av påvisning fra geolog. Kvalitet følges opp kontinuerlig ved at det tas terningprøver av hvert lass og utboring av kjerner fra sprøytet flate på vegg. Når det gjelder så lange tunneler som det her er snakk om, er erfaringen at en etter en stund finner nivået for bolting og sprøytebetong, slik at omfanget av nødvendig supplering minsker.

Vann- og frostsikring

Dette er en svært viktig og uoversiktlig del når det gjelder gjennomføringen av en vegtunnel. Erfaringene på forhånd tilsa et stort omfang, slik at det var viktig å komme inn så tidlig som mulig med dette. Som hovedprodukt til vann- og frostsikring ble "Miljøhvelvet" fra A/S Støyskjerming valgt, og plassering av rør, kabel og ventilasjonsduk ble tilpasset slik at bolter kunne settes og glassfiberdrager for oppheng kunne monteres. Merking, boring og setting av festebolter er den desidert mest tidkrevende delen, og dette er blitt utført i etapper bak i tunnelen under driving. Byggherren har hele tiden ligget 500 - 700 meter bak stuff med påvisning av dette.

Gjennomførbarheten av et slik opplegg som beskrevet, vil være avhengig av hvilket produkt som velges.

Underveis er det avholdt foreløpige ferdigbefaringer hvor alle ovennevnte punkt blir kontrollert og rapport skrevet. Dette skal da være komplett ved gjennomslag slik at sluttbefaring for denne del av arbeidene kan avholdes.

Erfaringene etter at ca 75 % av tunnelene er drevet, må sies å være gode. Det vi må regne med å utføre etter gjennomslag er noe supplerende sprøyting, eventuelt kompletterende sikringsstøp, sluttrensk og fullføring og komplettering av vann- og frostsikring, bl.a. sikring av enkeltlekkasjer.

FORUTSETNINGER FOR OPPLEGGET

For at det beskrevne opplegget skal fungere godt, kreves følgende:

- god planlegging og styring
- god og nær oppfølging på stuff
- godt kvalifiserte og erfarne folk på alle nivå
- fortløpende registrering av fjellforhold og påvisning av permanent sikring
- klare og entydige prinsipper for utforming av sikring
- kontrakt tilpasset et slikt opplegg hvor en bl.a. har like priser på/bak stuff
- og sist, men ikke minst, et godt samarbeid mellom byggherre og entreprenør

HVORFOR VELGE ET SLIKT OPPLEGG

Årsakene til at en velger et slikt driftsopplegg er nevnt innledningsvis. Fordeler som dette gir er først og fremst:

- all tilgjengelig informasjon er fersk
- optimalt utstyr tilgjengelig
- en har vann, strøm og ventilasjon på arbeidsplass
- tilgjengelig fri og ren fjellflate
- de samme personer som driver tunnelen utfører sikringen
- økt total sikkerhet i tunnelen i og med at permanent sikring er nær stuff

Totalt sett er det vår erfaring at dette gir et kvalitetsmessig og økonomiske bedre resultat.

KONKLUSJON

Vår erfaring med å få med seg en mest mulig komplett tunnel på stuff, er god, selv om vi i perioder på noen av stuffene har blitt liggende noe etter og har slitt med å være ajour. Dette gjelder først og fremst ettergysing av bolt. Mye av utfordringen ligger i å finne fram til organisering og rutiner som fungerer. Opplegget krever god oppfølging av godt kvalifiserte folk i alle ledd, både hos byggherre og entreprenør. Jeg tror at utviklingen innen tunneldrift vil gå i retning av en mer komplett utførelse på stuff hvor de forskjellige arbeidsoperasjonene går inn i hverandre. Det vil stille krav til alle som arbeider i tunnelen til å kunne påta seg ansvar og faglig kunne utføre alt arbeid som er nødvendig. De siste årene har det vært en tendens til ensidig å stille stadig strengere krav til materialene som skal bygges inn i tunnelen (f.eks stadig høyere betongkvalitet), og dermed tro at alt blir bedre. Tiden skulle være inne til å tenke litt nytt og konsentrere oppmerksomheten mer på den totale kvalitet og hvordan dette kan oppnås med samspill mellom metoder og en rasjonell og økonomisk utførelse.

TRONDHEIMSPAKKEN

Orientering

Overingeniør Oddbjørn Lefstad
Statens Vegvesen, Sør-Trøndelag

ORGANISERING

Trondheimspakken er et samarbeidsprosjekt mellom:

- Statens vegvesen
- Trondheim kommune
- Sør-Trøndelag fylke

HOVEDMÅL

Trondheimspakken er en rammeplan for perioden 1989 - 2005 for å etablere:

- Sammenhengende hovedvegnett
- Sammenhengende gang- og sykkelvegnett
- Sammenhengende kollektivsystem
- Tilskudd til miljøtiltak

Programmet for utbygging til 1993 er vedtatt. For de neste 12 år er det løpende revisjon for hvert 4de år.

Hovedmål er:

- Bedre transportforholdene og miljøet langs og omkring hovedvegene
- Bedre midtbyens muligheter som kulturelt og handelsmessig sentrum
- Flytte gjennomgangstrafikken fra sentrum og boliggatene til sikre omkjøringsveger.

Trondheimspakken legger 0-vekst i biltrafikken til grunn.

Økt bilisme er ikke målet.

PROSJEKTER

1. Komplettering av E6-systemet, bl. anna:

- E6-sør til Klett (ferdig til Tonstad)
- E6-nord til Nidelv bru (ferdig fra Ranheim til Hommelvik)
- Omkjøringsvegen sørøst for sentrum (anleggsarbeidet pågår)
- Nordtangenten over Brattøra nord for sentrum

Kostnad: 1.260 mill. kr.

2. Komplettering av kommunale hovedveger, bl. anna:

   - "Øst-vest"- og "Nord-sør"-forbindelse
   - Byåsvegen, Buenget, J. Aas veg, Jonsvannsvegen og Ytre Ringveg

   Kostnad: 420 mill. kr.

3. Kollektivtrafikk, miljø og trafikksikring

   - Gangveger, kollektivfelt, miljømessig opp-pussing av Midtbyen.

   Kostnad: 360 mill. kr.

4. Bomstasjoner

   Kostnad: 30 mill. kr.

Totalt ca 2.100 mill. kr. (ca. 125 mill. kr. pr år)

FINANSIERING

Prosjektene skal finansieres med:

- 60 % bompenger
- 40 % statlige bevilgninger

Bomringsystemet rundt byen baseres på KØFRI-systemet med 12 automatiske bomstasjoner hvorav 2 i tillegg har manuell betjening. Innkreving inn til byen mellom kl 06.00 og 17.00 på hverdager.

Bomringen runt Trondheim er den første i verden som har automatisk innkreving. KØFRI-systemet har vært i bruk ved Ranheim bomstasjon i 4 år (for E6 mot Stjørdal).

TRONDHEIMSPAKKEN

Geotekniske problemstillinger fra gjennomførte og planlagte prosjekter

Overingeniør Oddbjørn Lefstad
Statens Vegvesen, Sør-Trøndelag

INNLEDNING

Anleggsarbeidene på Trondheimspakken startet opp tidlig i 1989. Det er til nå utført arbeider for ca 350 mill. kr., hovedsaklig på følgende prosjekter:

- Kroppan bru(6-felt), E6 sør for Trondheim, ferdig 1990 (11%)
- E6-Omkjøringsvegen, ca 2 km 4-felts veg ferdig til nå (63%)
- KSM-tiltak, bla. anna "ny byport" (20%)

De mest aktuelle, "geotekniske" prosjektene som er på planleggingsstadiet i dag er:

- Nordtangenten over Brattøra
- E6-arm inn til Brattøra fra Ranheim.
- E6 til Klett (ferdig til Tonstad)
- "Øst-vest"-forbindelse (Byåsen - Sluppen)
- "Nord-sør"-forbindelse (Oslovegen)

Det er sett på et mindre utvalg av konstruksjoner/problemer ved ferdige veganlegg og for planlagte prosjekter med de mest interessante geotekniske problemstillingene og erfaringene.

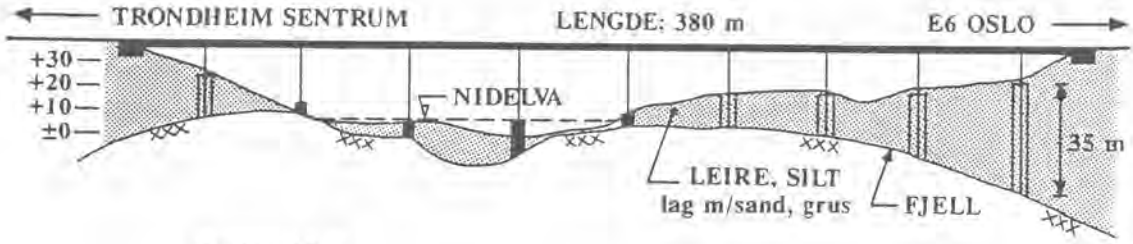
E6 - SØR FOR TRONDHEIM

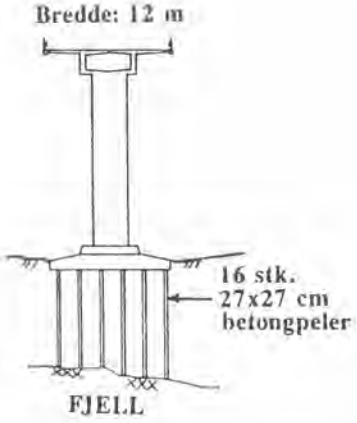
KROPPAN BRU
(ferdig høsten 1990)

Kroppanbrua består av 2 frittstående bruer, hver med 3 felt som er bygd inntil hverandre. Østre bru ble åpnet for trafikk i 1976, mens vestre bru ble bygd ferdig i fjor høst.

Nybrua er 380 m lang, 12 m bred med 10 spenn mellom 24 og 44 m. Brukarene står fundamentert i løsmasse, mens søylene er fundamentert til fjell på pillarer (i elva) eller på betongpeler (på land), se skisse på neste side.

Løsmassene består av leire/silt med varierende fasthet og delvis lag av sand og grus. Løsmassetykkelse mellom 0 og 35 m.





Pillarene i elva ble bygd innenfor tette spuntkasser til fjell. Betongpelene ble rammet med 60 kN hydraulisk fall-lodd. De viktigste erfaringene fra pelerammingen (gruppe med 16 peler) kan kort sammenfattes:

- Tungt hydraulisk fall-lodd og lav fall-høyde er mye bedre enn "lett utstyr" kombinert med stor fall-høyde.
- Løsmassetykkelse på 35 m med stor andel faste masser er i grenseland for betongpeler.
- I dilatante masser (f.eks sensitiv leire) bør ytterpelene rammes med noe helning utover, (de drar seg mot omrørt sone).
- I sand-/grusmasser bør senterpelene rammes først dersom det er fare for pakking (evt. at ytterpelene rammes på skrå).

E 6 - O M K J Ø R I N G S V E G E N
(arbeid pågår)

Arbeidet på Omkjøringsvegen startet i 1989. Til nå er det ferdig 2 km 4-felts veg.

Løsmassene langs vegen består hovedsaklig av leire som er fast øverst, men delvis bløt og sensitiv/kvikk videre nedover, bl. anna i de 2 kryss-områdene som er ferdigbygd (Klæbuvegen og Nardo-krysset). Oppover Moholtlia blir det gradvis fastere leire, også i dybden, men her er det sidebratt som krever nokså store terrenginngrep (skjæring og fylling). Oppe på Moholtplatået er det meget fast leire (nesten ikke gravbar med gravemaskin). I Nardo-krysset og nedre del av Moholtlia er det stort sett 10 - 20 m til fjell med noen mindre partier med fjell i dagen. Ellers er det stor dybde til fjell.

Følgende konstruksjoner er bygd/skal bygges på strekninga fra Sluppen og forbi Moholt:

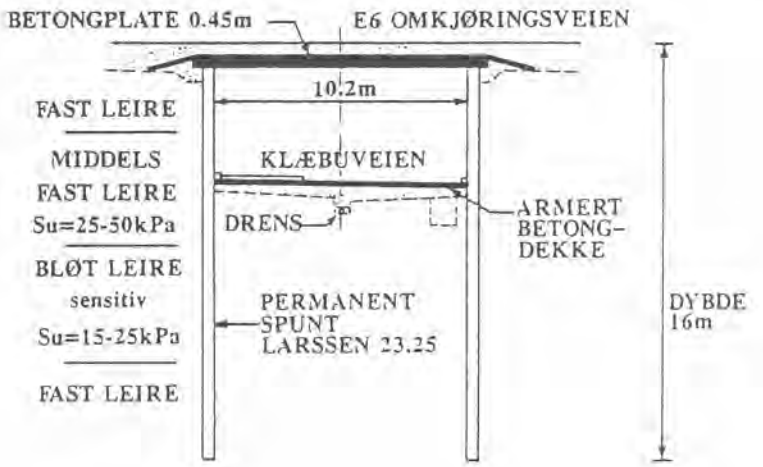
- 4 betongbruer for kryssende veger, fundamentert på spunt, peler til fjell eller såler.
- 3 gang-/sykkelveg-bruer, alle i betong og sålefundamentert.
- 5 gang-/sykkelveg-kulverter, delvis prefab., delvis plasstøpt.
- 2 spuntvegger (lengde 50 og 150 m) som er stagforankret til fjell og fordyblet til fjell ved spuntfot.
- Støttemurer med netto høyde inntil 6 m.
- Armert jordkonstruksjoner, med frontpanel av betongelement, blokksteinsfront eller som skråning (tilsammen nesten 2 km).
- Lette fyllmasser av EPS og løs leca bak støttemurer og landkar.

VEGKULVERT - KLÆBUVEGEN

Omkjøringsvegen krysser over Klæbuvegen på ei betong bruplate, fundamentert på permanent spuntvegg. Bruplata avstiver dermed spunten i toppen. Også sideveis for Omkjøringsvegen er skråningene for Klæbuvegen oppstøttet av spuntvegg. Spuntveggen har en viss stabiliserende avstivingskraft nærmest brua via en betongdrager på toppen av spuntveggen som fordeler kreftene mot brua og også mot enden av spuntveggen der spunten er "overdimensjonert". Spuntveggen er ikke isolert mot jorda (forsøk). Den er immidlertid klargjort for eventuell etterisolasjon hvis dette blir nødvendig.

Under utgraving for kulverten innenfor spuntveggene, legging av ledninger, overbygning etc. oppsto det større deformasjoner enn det som skulle oppstå i forhold til valgt sikkerhetsnivå (ca 1% under brua og ca 2% sideveis for brua i gravetilstanden). Deformasjonshastigheten syntes ikke å avta og det ble derfor valgt å lage permanent avstivning av spuntveggen på det dypeste partiet ved armert betongdekke.

Konstruksjonsløsning er vist på figuren nedenfor der også hovedtrekkene i grunnforholdene er vist:



Opprinnelig konstruksjon ble dimensjonert for en materialfaktor, $\gamma_m = 1.3$, med "forsiktig antatte" styrkeparametre for ugunstigste anleggssituasjon. Det er benyttet a-φ-analyse. Dette burde være tilstrekkelig for å få ei sikker (nok) gjennomføring av arbeidet. Vi tror følgende forhold har hatt mest å si:

- Grunnen i bunn av utgravinga ble en del forstyrret (sensitiv leire) i forbindelse med utgraving, legging av ledninger, transport etc.

- Den geotekniske beregningsmetoden har ikke tatt nok hensyn til at "maksimalt" jordtrykk i passiv og aktiv sone mobiliseres ved ulike deformasjonsnivå.

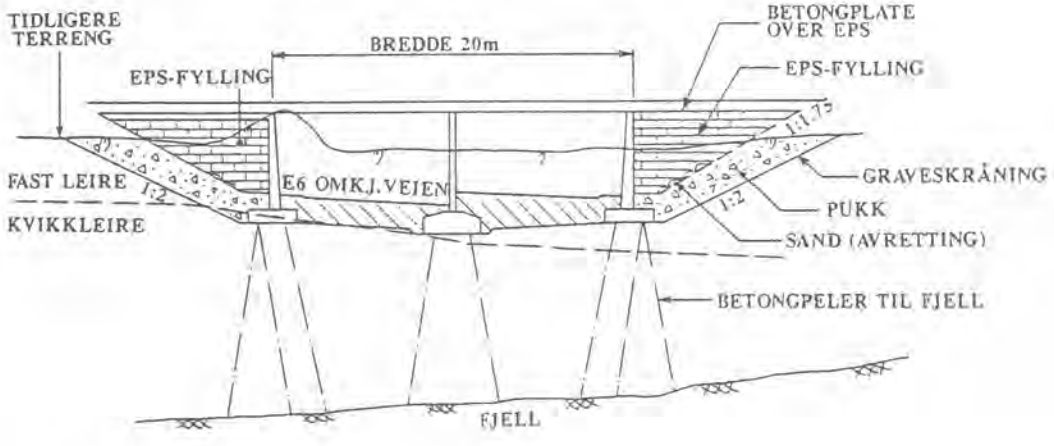
- Ruhet langs spunten er lav like etter ramming i sensitive masser.

Med betongdekke (bygd seksjonsvis) har nå konstruksjonen (for) høy sikkerhet. Det har ikke vært deformasjoner av betydning etter at betongdekket ble støpt. Målingene vil foregå, spesielt med tanke på at spuntsidene ikke er isolert, se ovenfor.

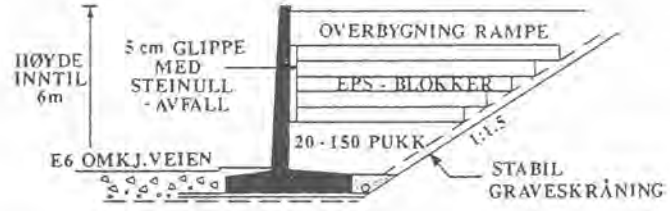
NARDO-KRYSSET
(Ferdig sommer 1991)

Nardo-krysset er utformet som ei rundkjøring ved 2 frittstående bruer over Omkjøringsvegen.

Begge bruene er fundamentert til fjell på peler (10-15 m's dybde). Bak landkarene er det oppfylt med EPS-blokker for å redusere horisontalkreftene på pelene. EPS er lagt med ca 5 cm glippe mot landkarveggen. Inn mot bruene, langs Omkjøringsvegen, er det vanlige støttemurer med høyde inntil 6 m, delvis med lette fyllmasser bak av EPS-blokker eller løs leca. Prinsippskisse er vist på figurene.



STØTTEMUR M/EPS-FYLLING



Løsmassene består av 4-5 m fast leire over middels fast, delvis bløt kvikkleire. I kryssområdet er Omkjøringsvegen senket 4-5 m med kryssende veg 2-3 over opprinnelig terreng.

Utgravinga for veg og fundamenter for murer og landkar, kom delvis ned i kvikkleire. Med husrekker på begge sider, medførte dette naturligvis strenge restriksjoner på anleggsarbeidet, for å ivareta stabiliteten av skråningen i gravefasen og for de ferdig konstruksjonene. I de dypeste partiene ble all utgraving, støping eller tilbakefylling, utført seksjonsvis samtidig som terrenget ble avlastet på sidene. Det ble ført nøye kontroll med poretrykket i kritiske faser (stabilitet ved aφ-analyse). Resultatet fra poretrykk-målingene ble fortløpende benyttet til mindre justeringer av de anleggstekniske restriksjonene.

For samtlige peler ble det skovlet ut hull ned til ca 5 m under fundamentnivå for å redusere poretrykksoppbygging i kvikkleiremassene, spesielt for landkarene som sto ved fot graveskråning. Denne metoden fungerte meget bra, og førte til lite poretrykksoppbygging. Omrørt kvikkleire ble naturligvis ikke med opp (på en skovel), men stabiliserte hullet til pelen kom på plass. En annen positiv effekt av forboring er kraftig reduksjon av rystelser der det er fastere topplag.

Erfaringene med de lette fyllmassene er stort sett gode. Det er viktig at EPS-blokkene er nøye tilskåret. Videre bør det være nøye kontroll med kvaliteten (trykkstyrke og vekt). Det bør utføres kontroll både ved fabrikken og på byggeplass. Vær oppmerksom på at EPS får plastiske deformasjoner/kryp som kan pågå i noen måneder når den belastes, f.eks. fra vekt av overbygning. Prismessig ble EPS her billigste løsning bak de høyeste murene, selv om material- og byggekostnad for EPS er omtrent dobbelt så høy som for løs leca. Dette skyldes at EPS ikke overfører horisontalt jordtrykk (krever stabil bakskråning) når den legges med glippe mot vegg.

På et parti med lecafylling er det innstallert jordtrykkceller. Målingene utføres i forbindelse med en diplomoppgave på NTH (i samarbeid med vegvesenet).

Andre erfaringer med bygging i boligstrøk er:

- Komprimering med tung vibravals virker ubehagelig, delvis skremmende på folk.

- Det er viktig å skaderegistrere nabohus på forhånd, kontrollere rystelser og evt. setninger av de mest "utsatte" husene.

ARMERT JORD

Det er/blir bygd nokså mye konstruksjoner av armert jord, totalt:

- 1300 m armert jord m/frontpanel h= 1.3 - 6 m.
- 400 m armert fylling med skråningshelning 1:1 og høyde inntil 10 m.
- 100 m armert jord m/trønderblokk

Mye av de støttemurene med frontpanel som bygges, benyttes som arkitektonisk virkemiddel for å redusere høyden på støyskjermen der det er behov for høy støyskjerming (mur-skråning-støyskjerm).

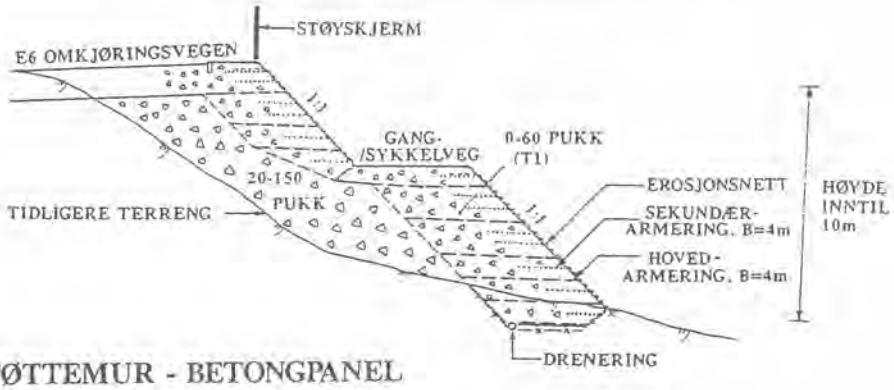
Prismessig er tilsvarende, konvensjonelle og plasstøpte støttemurer ca 50% dyrere og har omtrent 3 ganger så lang byggetid (det er også bygd slike murer langs anlegget. Dette forutsetter naturligvis prefabrikerte støttemurselementer (plast-armeringsnettene er innstøpt i elementene).

Armert fylling med skråning 1:1 er enkelt å bygge, uten forskaling, dersom det i fronten benyttes velgr. pukk, f. eks. 0-60mm. Det benyttes armeringsnett (rutenett).

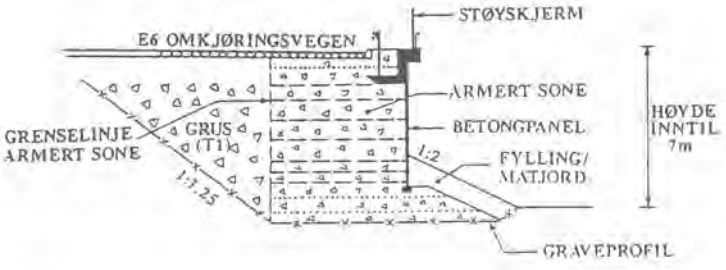
På noen mindre strekninger er det også benyttet armert fylling med front av trønderblokker (tunge).

Figurene viser eksempel på konstruksjonene:

FYLLING M/JORDARMERINGSNETT



STØTTEMUR - BETONGPANEL
M/JORDARMERINGSNETT



N O R D T A N G E N T E N
(Planlagt oppstart 1993)

Nordtangenten skal fungere som omkjøringsveg på nordsida av byen og knytte sammen trafikk fra øst (E6-Stjørdal) og vest (Byåsen, Oslovegen og Fosen).

Vegen skal gå på nordsida av jernbane-området på Brattøra (Trondheim stasjon), gjennom bolig- og industriområdet i Ila og i tunnel videre til Oslovegen og E6-sør

Brattøra er et oppfylt fjæreområde på kt +4 - +5. Både oppfyllingsmassene (tykkelse 5 - 8 m) og løsmassene består av ensgraderte sandmasser med lag av silt og grus. Mot øst er det overgang til silt over leire i dybden. I Ila i vest kiler sandmassene ut og det er leire i dagen. I området ved tunnelpåhugget er det en terasse med tildels bløt kvikkleire. I sandmassene på Brattøra står grunnvannstanden i nivå med sjøen utenfor.

Geotekniske problemstillinger/prosjekter ved veganlegget er:

- Nidelv bru over utløpet av Nidelva med lengde ca 100m. Brua må utføres som klaffbru. Kasse for evt. motvekt vil kreve utgraving til ca kt -14.

- Kulvert under en del av jernbaneområdet med lengde ca 350 m. Utgravingsplanum ned til ca kt -5 på midtpartiet av kulverten. På ene sida er det eksisterende bygg, bla a. et fryselager.

- Bru over Ravnklo-løpet med lengde ca 35 m.

- Fylling i sjøen på vestre del av Brattøra med lengde 350 m. Fyllingsfot ut til ca kt -20.

- Skansen bru over Kanalen med lengde ca 80 m. Løsning/problemstillinger som for Nidelv bru.

- Tunnelpåhugg i Ila for tunnel til Oslovegen. Den beste veg- og trafikktekniske løsninga fører til tunnelpåhugg gjennom 40 - 50 m kvikkleire-terasse (15 - 20 m's dybde) før fjell nås. Velges denne vegløsning er det kun aktuelt med utgraving innenfor avstivet slissevegg.

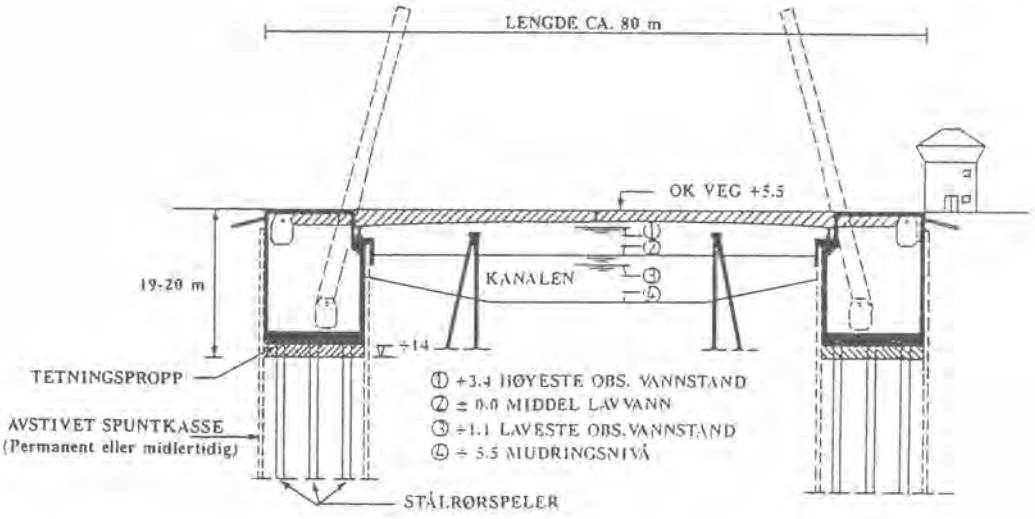
- Flyteskredfare. I sjøen, utenfor Brattøra, er det løst lagrede, ensgraderte sandmasser. Det har gått flere flyteskred, de største skjedde i 1888 og 1989. Disse startet trolig langt ute i sjøen og spredde seg inn mot land. Det er sannsynligvis bare utfyllinga i sjøen som kan utløse et eventuelt flyteskred og også som kan bli berørt av et flyteskred som starter lengre ut i sjøen.

Utover høsten pågår det omfattende grunnundersøkelser etter at hovedtrekkene i linjeføring og konstruksjonsløsninger nå er avklart. Forslag til reguleringsplan skal være utarbeidet på nyåret.

KLAFFBRU-LØSNING (Skansen og Nidelv bru)

Både Kanalen og Nidelva skal kunne trafikkeres av større båter. Dette medfører krav til både seilings-dybde og -bredde og at brua kan åpnes. Det er vurdert 2 løsninger, tårn med motvekter eller bruplate med motvekter der motvektsdelen senkes ned i tørre landkarkasser. Estetisk er den siste løsninga å foretrekke, men vil kreve en kasse på hver side med utgravingsplanum ned til ca kt -14. Typisk snitt for Skansenbrua er vist på figuren nedenfor.

FORSLAG TIL KLAFFBRULØSNING - SKANSEN BRU



Geotekniske problemer er:

- Anleggstekniske forhold (bl. a. like inntil jernbanebrua og båt-trafikk i kanalen)
- Dimensjonering/stabilitet av spuntvegg (hydraulisk gr.brudd)
- Rystelser fra spuntramming.
- Setninger av nåværende jernbanebr, spesielt pga av pakking av sandmasser ved evt. spuntramming

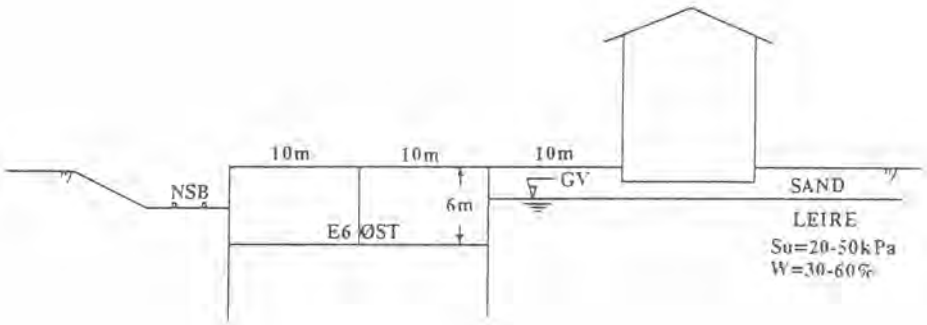
E 6 - Ø S T

LAMOLOKKET

E6 gjennom Lademoen, like øst for sentrum, er planlagt i en 1.000 m lang kulvert. Grunnen består av 2 - 3 m sand over bløt leire. Gravedybden varierer mellom 5 og 7 m. Det er meget stor dybde til fjell. Grunnnvannstanden står i overkant av leirlaget.

Langs deler av kulverten er det gammel bebyggelse fra århundreskiftet som det må taes hensyn til. Videre nærføring til jernbanen på hele strekningen.

På store deler av strekningen er permanent spunt aktuell løsning. Prinsippskisse er vist nedenfor.



Geotekniske problemer er:

- Dimensjonering/stabilitet av spunt
- Anleggstekniske forhold
- Rystelser fra spuntramming
- Setninger av nabobygg pga grunnvannsenkning og spenningsomlagring i jorda (utgraving innenfor spunten)

TUNNELER – VIKTIG MILJØELEMENT OGSÅ I TRONDHEIMSPAKKEN.

Innlegg til bergmekanikkdagen 1991.

Skrevet av overing. Stein Heggstad, Statens vegvesen, Sør - Trøndelag.

Sammendrag

Innenfor "Trondheimspakken" er det foreløpig ikke utført tunneler, men i de mest aktuelle prosjekter inngår både fjell- og løsmassetunneler.

Den ca 1,2 km lange tunnelen fra Ila til Oslovegen ved Marienborg er relativt enkel med hensyn til ingeniørgeologi. Problemene er knyttet til konflikter med eksisterende anlegg i fjell langsetter hele traseen. Dette styrer både horisontal- og vertikalkurvaturen for den planlagte tunnelen.

Øst - vestforbindelsen binder Byåsen til den eksisterende trafikkmaskin ved Sluppen via fjelltunnel og ny bru.
Tunnelen er ca 1,5km fram til rundkjøring under Ferstadhaugen, mens Byåsvegens forlengelse i fjelltunnel er ca 0,8 km.
Tunnelen er i forprosjektfasen der det utredes alternative traseer. Den korteste trase innbefatter en løsmassetunnel på ca 150m midt på. Grunnforholdene vil være leire. Teknisk løsning er ikke vurdert særlig grundig, men dersom denne løsning velges vil det kreve utradisjonelle løsninger. Dersom hele tunnelen kan legges i fjell vil de størst problemene være knyttet til lekasjetetting for å unngå setninger i overflaten.

Summary.

The road building projects that are most actual inside the Trondheim city, contain tunnels in rock and loose deposits.

The rock tunnel from Ila to Oslovegen has a length of aprox. 1,2 km. The problems are not related to bad rock conditions, but to conflicts with other tunnels in this aerea. The outlet tunnel from the western parts of the city and a railway tunnel go through the aerea and will decide the trase for the new road tunnel.

The East - west connection link Byåsen to the Sluppen area through a apr. 1,5 km rock tunnel and a new bridge to pass the Nidelva. The tunnel will probably be linked to a 0,8 km new road tunnel under Ferstadhaugen. The tunnels are now in the feasibility stage. The shortest tunnel towards Sluppen will include a solution with tunnel through soil deposits in aprx 150 m in the central part. This will require technical solutions that are not common in Norway. Except for this the main problem will be to avoid drainage and settling in building constructions on the surface.

Generelt.

Dette er forhåpentligvis det første av en serie innlegg om prosjekter i Trondheimspakken i årene som kommer.

Med hensyn til tunneler er det foreløpig ikke fattet et eneste vedtak som man med sikkerhet kan si vil føre til at tunneler blir bygd innenfor "pakken".

Trondheimspakken inneholder for tida to fjelltunneler som politisk ser ut til å kunne være realiserbare og som beregninger har vist vil være sammfunnsøkonomisk lønnsomme. Det er:

- Nordtangenten. Fra Marienborg ved Osloveien til Ila.

- Øst - Vestforbindelsen fra Byåsen til Sluppenomområdet.

Begge disse tunnelene er enda i utredningsfasen. Innlegget vil derfor ta for seg enkelte kritiske punkter som vil være avgjørende for trasevalget.

NORDTANGENTEN.
TUNNEL ILA - OSLOVEGEN.

For den ca 1,2 km lange tunnelen Ila - Oslovegen er traseen langt på veg bestemt fram til et hovedplanstadie. En beslutning om at trafikken fra Byåsvegen skal føres ned i tunnelen kan endre planer og kostnader radikalt.

Fjellforhold.

Bergarten i området er grønnstein som veksler noe i fjellkvalitet, men overveiende regner man med brukbare fjellforhold. Overdekningen vil være tilfredstillende langs traseen men reduseres mot påhugget ved Oslovegen der tunnelretningen vil gå nær parallelt med fjellskråninga.
Fjellforhold og overdekning innvirker derfor ikke særlig på trasevalget for tunnelen med unntak av påhuggsplassering og de første tunnelmetrene.

Trasevalg.
For tunnelen regner vi nå med å ha kommet fram til et bortimot optimalt løp ut fra forutsetninger til kompleksitet, linjeføring og tilslutning i begge ender og ikke minst ut fra at kostnadene skal presses så langt ned at prosjektet er realiserbart innenfor de rammer man har satt.

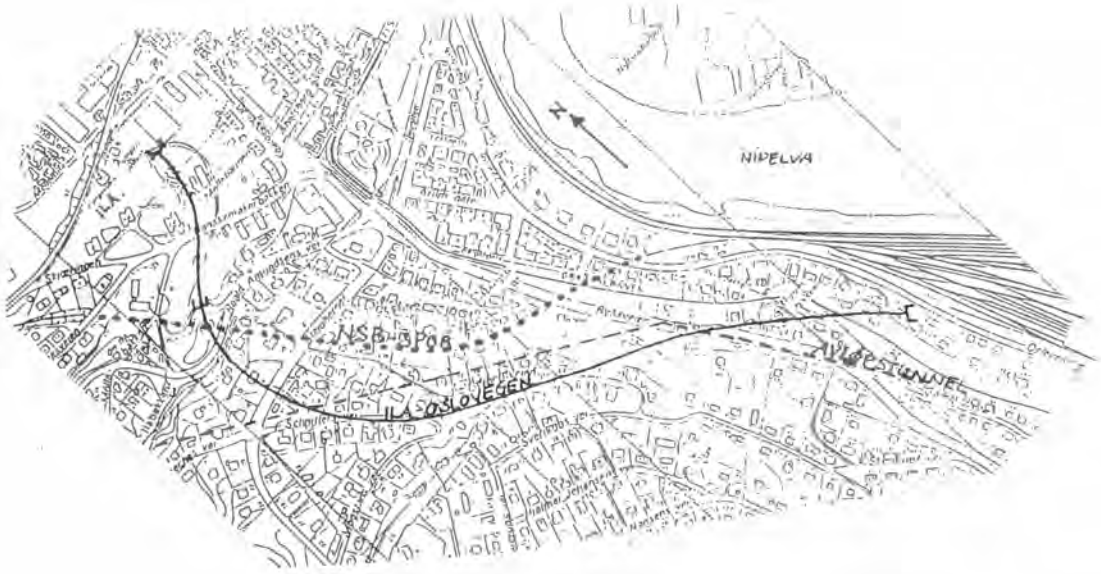


Fig 1. Tunnel Ila - Oslovegen.

Konfliktpunkter.

For å holde kostnadene nede har man i utredningsfasen redusert kravene til kurvatur. Bl.a. har en unngått en komplisert og kostnadskrevende forskjæring ved Ila ved å trekke linjen ca 100m lenger vest og får derved påhugg der man har fjell i dagen og enklere grunnforhold. Sammtidig har man akseptert en noe mere ugunstig kurvatur.

(Senere har det vist seg at denne linjen også er den som byplanleggere og landskapsarkitekter har prioritert høyest.)

Der påhugget opprinnelig var foreslått ville man fått en komplisert og dyp slisseveggskonstruksjon i bløt og delvis kvikk leire. Dessuten ville man måtte ekspropriere 4 - 5 hus i god forfatning.

Rett ved traseen er det et godt etablert boområde som man må ta hensyn til når det gjelder dagtraseen inn mot påhugget. Her vil tunnelen måtte føres i løsmassetunnel (eller kulvert om man vil) for å unngå den miljøulempen en ny veg vil medføre med hensyn til støv og støy. Dette blir sannsynligvis en "cut and cover"-løsning der man hever terrenget i forhold til i dag for å dekke tunnelen som delvis ligger over dagens terrengnivå.

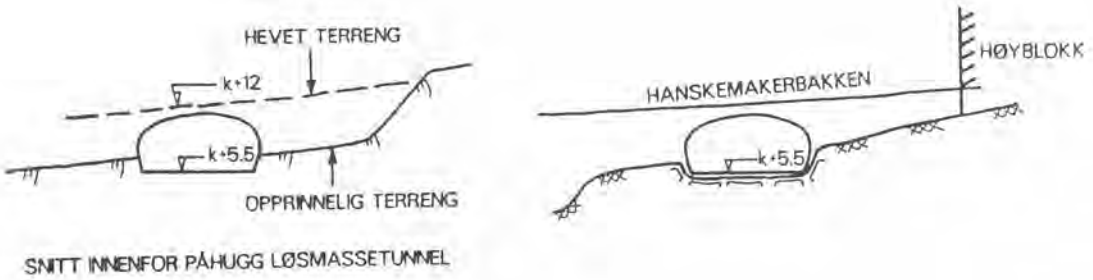


Fig 2. Tunnel i løsmasser.

Når man først er kommet innenfor påhugget skulle man tro at de fleste problemer med hensyn til linjevalg var løst og man kunne stå fritt til å velge gunstigste linje mellom påhuggene. Så enkelt er det imidlertid ikke i dette tilfelle. Årsak: Det har vært folk her før oss!

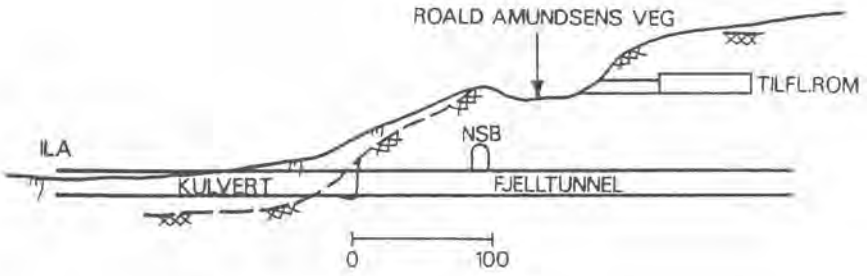


fig 3.Skisse påhugg og trase ved Ila.

Like innenfor påhugget i Ila vil tunnelen krysse under NSB's sidespor, Killingdalssporet. Dette er et spor som ikke er særlig mye benyttet i dag, men som det etterhvert har vist seg hensiktsmessig å opprettholde for å redusere andre konfliktpunkter med andre NSB-spor.

Kryssingen vil sannsynligvis skje ved at vegen legges like under NSB-sporet. Sannsynligvis med et støpt lokk mellom tunnelene.

I dette området har man også måttet forholde seg til et stort tilfluktsrom som vil ligge høyere enn vår tunnel. Dessuten har man Ilbekken som går i tunnel like over jernbanetunnelen og går over i kulvert ut mellom høyblokkene i Ila.

Neste punkt som virker inn på tunneltraseen er Trondheim kommunes fullprofilborede kloakktunnel som fører kloakken fra Trondheims vestområder ut til renseanlegget på Høvringen.

Denne tunnelen har en diameter på 2,3 meter og sålenivå på ca kt. 11. Den ligger derfor temmelig "midt i løypa" for vegtunnelen. Foreløpig er det mest sannsynlig at vegtunnelen vil krysse over kloakktunnelen i begge krysspunkter. Impulsivt vil nok de fleste ha størst sympati for en løsning der vegtunnelen legges over kloakktunnelen. Vegtunnelen vil følgelig gå i slakt høybrekk over kloakktunnelen og videre ut mot påhugget ved Marienborg ved Oslovegen.

Det er også en annen grunn til at tunnelen legges høyt. Dette gir planleggingsmessig den største muligheten for å føre Byåsvegen i tunnel ned til hovedtunnelen. Som skissen viser kan dette enten gjøres ved å dele Oslovegen i to løp og å føre de to midterst felt i en tunnel opp til Byåsvegen. Alternativt kan man dele tunnelen fra Byåsvegen og føre et felt inn på hver side av Oslovegen. Det første vil sannsynligvis medføre minst kostnader, men forutsetter at begge tunneler bygges i samme byggetrinn.

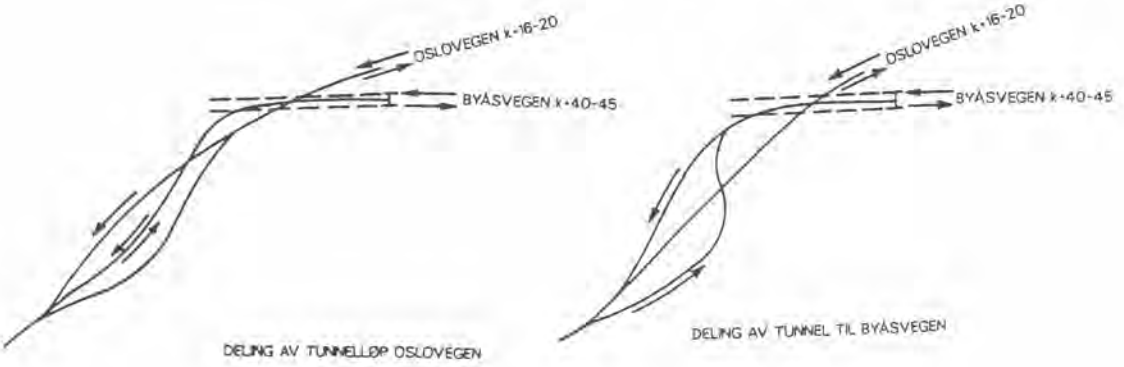


fig 4. Alternative måter for å føre Byåsvegen ned i tunnelen. Prinsippskisse.

Videre ut mot Oslovegen vil overdekningen reduseres og stille økende krav til å tilpasse ladninger og framdrift, men dette er etterhvert rutine ved driving av tunneler i bebygde områder.

Påhugget ved Oslovegen vil også være relativt enkelt, men en rekke høye murer i skråninga ovenfor vil stille ekstra krav til kontroll og årvåkenhet under arbeidene. Et par hus vil nok måtte eksproprieres på grunn av framtidig ugunstig beliggenhet og adkomstforhold.

Løsmasser og setninger.

Fjelloverflaten i de nedre deler av Byåsen mot Ilaområdet heller bratt ned mot de flatere områdene ved Ila. Løsmasserester finnes, men er begrenset til lokale forekomster av sand, grus og fyllmasse som er godt drenert fra naturens side. Problemer i forbindelse med grunnvannsendringer i fjell og løsmasser kan derfor utelukkes, også fordi det går tunneler i området fra tidligere.

ØST - VEST FORBINDELSEN.
TUNNEL MUNKVOLL - SLUPPEN.
BYÅSVEGENS FORLENGELSE.

Dette er den tunnelen innenfor Trondheimspakken som samfunnsøkonomisk vil ha størst betydning. Med halvering av transportavstanden fra Munkvoll til Sluppen vil denne tunnelen samfunnsøkonomisk kunne betale seg i løpet av 3 - 5 år.
Tunnelen kan imidlertid ikke bygges uten Nordtangenten da den alene vil medføre for stor belastning på Elgeseter gate og Omkjøringsvegen.

Utførte arbeider.
Tidligere er gjennomført et stadie med alternativsvurdering av en rekke forskjellige trasemuligheter for tunnelen og for kryssing av Nidelva.
Politisk er det nå fattet vedtak om at man skal gå videre med de trasealternativene som er vist på figuren under.

Det er ønskelig at tunnelen kan kombineres med Byåsvegens forlengelse ved at man kan legge denne i fjell under Ferstadhaugen. Man kan derved unngå det drastiske og dominerende inngrep en trase i dagen forbi byens største barneskole vil representere.

Figuren under viser hvordan man kan tenke seg å kombinere disse med sammenkobling i en rundkjøring under Ferstadhaugen.

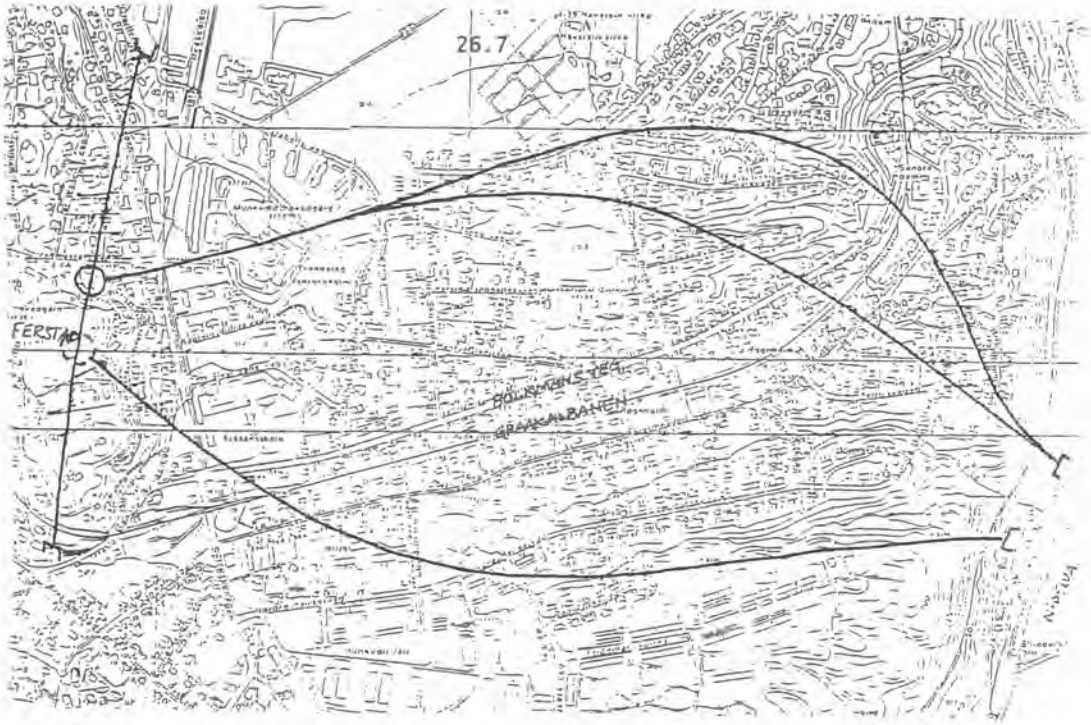


fig 5. Tunnel fra Munkvoll til Sluppen. Alternativer for videre utredning.

Fjellforhold / overdekning.

Tunnelen vil gå i grønnstein av varierende kvalitet slik som vanlig for fjellanlegg i Trondheimsregionen.

Den naturlige linje går selvfølgelig den korteste veg mellom påhuggene. Utført seismikk viser imidlertid at det i et parti i dalsenkningen rett under Bøckmannsvegen eksisterer en kløft (svakhetssone) i fjellgrunnen som medfører at man her eventuelt må drive tunnelen i løsmasser over et område. Faglig sikkert interessant, men kostnadene ryker i været og fordrer at alternativer av mere normal karakter utredes. I alle fall må løsmassetunnelen gjøres kortest mulig.

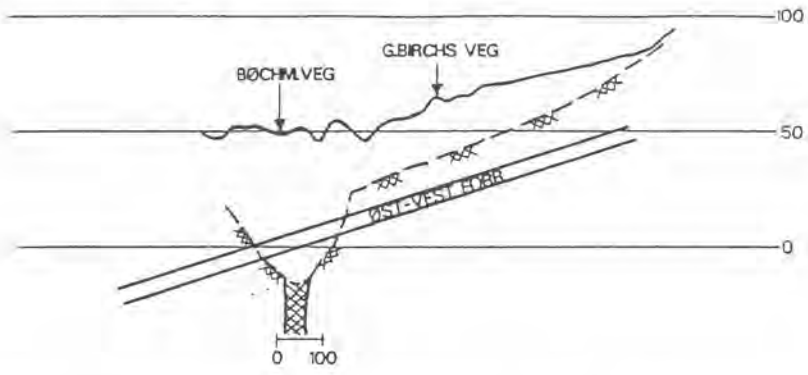


fig 6. Kritisk snitt ved korteste trase. Prinsipp.

Et alternativ er å krysse under sonen lenger mot øst. Dette medfører lengre tunnel, men totalt sett sannsynligvis reduserte kostnader fordi man her får fjelloverdekning også i den kritiske sonen.

For tida er man igang med seismiske undersøkelser for å finne ut om en trase lenger syd vil kunne få en gunstigere fjelloverdekning.
Det er håp om at man her kan finne fjell på et nivå som gir kortere trase og bedre overdekning enn den nordligste.

Påhugg.

Det er ikke utført undersøkelser for å detaljplassere påhugg.

For forlengelsen av Byåsvegen i tunnel vil påhugget mot syd ved General Bangs veg være enkelt, men traseen kommer like under Gråkallbanens spor. Fjellet er imidlertid så massivt at man kan få sikret en fjellskive over tunnelen. Sikringsarbeider kan jo her også utføres fra dagen.

Påhugget mot nord vil sannsynligvis komme noe lenger vest enn dagens trase. Man vil her få en spuntavstivet forskjæring ned mot tunnelen. Terrassen består av marin delvis bløt silt og leire.

Påhugg ved Sluppen.
Påhugget her vil bli liggende like under NSB's jernbanespor, men det er mulig å finne gunstige påhuggssteder der det er fast fjell i skråninga. Det vil i dette området legges restriksjoner på sprengningsarbeidene fordi skråninga over påhugget er en rasskråning fra 1989 som enda i dag har anstrengt sikkerhet.

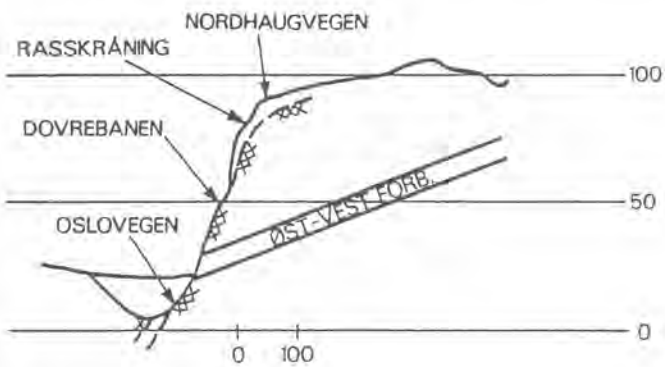


fig 7. Påhugg ved Sluppen. Snitt.

Grunnvannssenkning / setninger.

For tunnelen under Ferstadhaugen har man relativt beskjedne løsmassemektigheter i overflaten og drenering av grunnvannet vil neppe skape de store problemene.

Når det gjelder traseen nedover mot Sluppen vil den korteste traseen under bebyggelsen også være den som potensielt kan skape de største problemer på grunn av drenerings- og setningsfare. Med opptil 45 - 50 meters mektige marine avsetninger over en tunnel vil dette kunne gi store setninger ved endringer i grunnvannstanden og kreve omfattende tiltak med tetting.

Den nordligste trase går under områder med mindre løsmasser samtidig som fjelloverdekningen jevnt over vil være større.

For det sørlige alternativet er det foreløpig ikke klart hvilke problemer som en trase vil medføre. Det antas at problemene vil være mindre enn for den korteste traseen, men større enn for den nordlige trase.

Sivilingeniør Ingrid Dahl Hovland
Statens Vegvesen, Akershus

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

HØY FJELLSKJÆRING I HALDEN

High rock slope in Halden

Siv.ing. Harald Pedersen
GRØNER Anlegg Miljø AS

SAMMENDRAG

Saugbrugsforeningen i Halden bygger ny papirfabrikk og for å opparbeide 75 000 m2 nytt tomteareale i sammenheng med den gamle fabrikken er det tatt ut 1.2 mill. m3 løsmasse og fjell inn mot Skakkestadåsen. Det er sprengt ut 860 000 m3 fast fjell med salvestørrelser opp mot 11 000 m3 og 5.5 tonn spreng-stoff pr. salve. Eksiterende fabrikkbygninger ligger i sprengningsområdets umiddelbare nærhet.

Transporten har foregått på lastebil til flere deponier i området. Alcatel-STK har blant annet fått opparbeidet 3000 m2 industritomt.

Det er inn mot Skakkestadåsen etablert en 50 m høy fjellskjæring med helning 10:1 . Det har vært omfattende sikringsarbeider i skjæringen for å hindre blokkfall, steinsprang og isfall i vintermånedene. I et parti av skjæringen med store deformasjoner i fjellet og dårlig stabilitet er det blitt satt inn 33 stk fjellankere.

SUMMARY

A new papermill for SC-paper is under construction close to Saugbrugsforeningen's existing paper-mills in Halden. With excavated volume of 1.2 mill. m3 rock and loose deposits and establishing of a 50 m high rockslope towards Skakkestadåsen we have managed to clear a new site of 75 000 m2.

The biggest blasts have been up to 11 000 m3 with 5.5 tons of explosives each. The existing buildings are of only 100 meter away and the restrictions of vibrations and rocksputter are high.

Ordinary trucks have been used for transportation to the several depositings in the Halden region. The biggest depots are Veden and Sauøya with respectively volume of 713 000 m3 and 293 000 m3. On Alcatel-STK's area 11 000 m3 have been used to extend the site of 3000 m2.

For rock support traditional rock bolts and mesh have been used. In areas where icefall occur in winter months the wall is covered by reinforced mesh. In one area of the slope major deformation have developed and special 10-15 meter rock-anchors have been necessary for stabilizing.

1. INNLEDNING

Saugbrugsforeningen bygger ny papirfabrikk for SC-papir som er en type høykvalitespapir benyttet til magasiner, ukeblader ol. Fabrikken har betegnelsen PM6. Årsproduksjonen blir 250 000 tonn og samlet utbyggingskostnad er beregnet til 3,2 milliarder kroner. Planlagt produksjonsstart er 1/4 -93. Den nye fabrikken blir liggende rett øst for eksisterende papirfabrikker PM4 og PM5, og integrert i Saugbrugsforeningens nåværende fabrikkområde. Det er her opparbeidet et tomteareal på ca. 75 000 m2. Det var ønsket om en løsning med utnyttelse av felles hjelpe-og serviceanlegg som var bakgrunn for plasseringen inn mot Skakkestadåsen hvor det er sprengt en ca. 50m høy fjellskjæring.

Det er tatt ut 1.2 mill. m3 løsmasse og sprengstein for den nye PM6-tomten og kontaktssummen med AF Spesialprosjekt A.S var 60 mill. kr. eks. mva. Med opparbeidet tomteareal på 75.000 m2 blir dette en pris på kr 800,- pr. kvm. Selv om en her har en del kostnader i forbindelse med utsprengning av tomten var det flere oppveiende fordeler ved den integrerte løsningen slik at dette alternativet ble valgt.

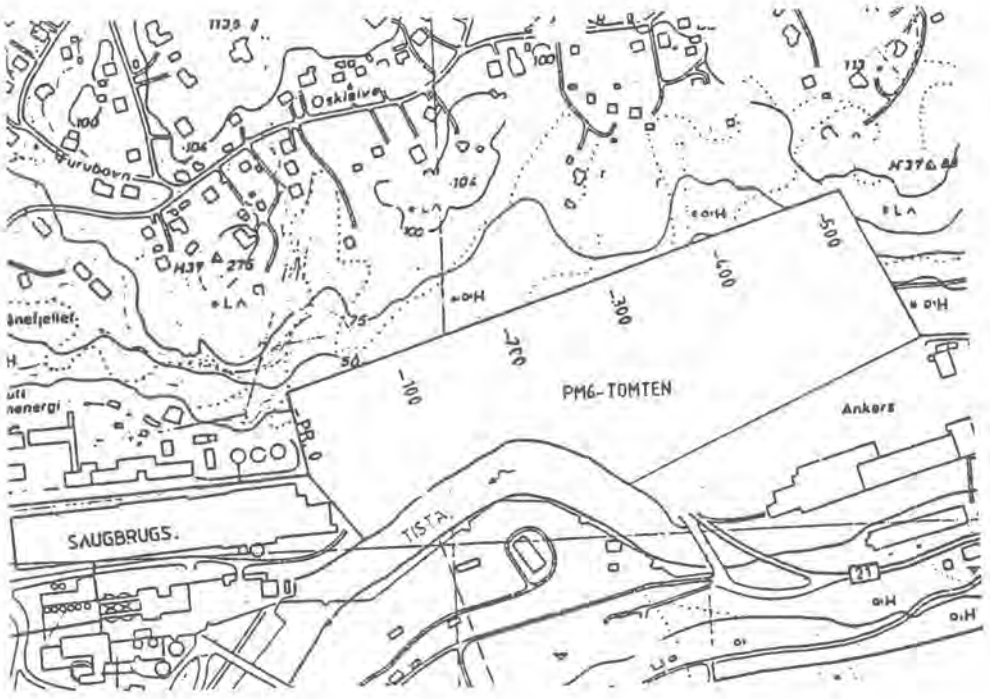


Fig. 1 Kart over området

2. BERGGRUNN OG LØSMASSER

Bergarten i området er en gneis/granittisk gneis hvor feltspatinnholdet består vesentlig av kalifeltspater. Farven er rødlig til grå. Som nevnt er ikke foliasjonen spesielt utpreget og foliasjonsretningen varierer med strøk i øst-vestlig retning og fall mot nord. I tillegg til foliasjonen er to sprekkesett utpreget. Strukturer av betydning utenom foliasjonen er flere sprekkesoner med strøk i nord til østlig retning og fall mot nord. Utgående i skjæringen for fem av de mest markerte sonene er ca. ved profil 30, 100, 380, 420 og 500. Det er disse sonene og spesielt sonen(e) ved 380 som har hatt betydning for totalstabiliteten av skjæringen. Det var før prosjektet ble satt igang foretatt overflatekartlegging av berggrunnen og de strukturene som er beskrevet stemmer brukbart overens med det som er påtruffet etter utsprengning.

Løsmassene i området består av vekslende marine og fluviale avsetninger i fraksjon fra leir til finsand. De marine sedimentene bærer stedvis preg av strandsedimenter. Ned mot Tista på større dyp finnes leire som har sensitivitet opp mot karakteristikken kvikkleire. Det var imidlertid klart fra grunnundersøkelsene at gravearbeidene ikke ville komme i konflikt med disse massene. I et område har Saugbrugsforeningen fylt noe industriavfall og det var usikkert hva disse massene inneholdt. Ved graving var en på vakt for evt. problemavfall. Fyllingen inneholdt heldigvis stort sett kun skrot og avfall som ble kjørt til industrifyllplass.

3. ANLEGGSDRIFT

Graving og sprengning

Graving og sprengning har foregått i perioden fra 1/12 -89 til 1/12 -90. Det ble etablert paller på kote 45,33,21 og 12 og for å opprettholde høy produksjon har entreprenøren til tider hatt vekseldrift med graving og sprengning på alle paller samtidig.

Gravearbeidene begynte i øst med etablering av anleggsvei opp til øverste pall. Deretter gikk grave og sprengningsarbeider paralelt. Det er totalt tatt ut 300 000 faste kubikkmeter løsmasse fra PM6-tomten.

På nyåret Jan.-Feb. 1990 var det mye nedbør i distriktet. Dette skapte til tider problemer for gravearbeidene. Etter en periode med langvarig regnvær gikk et ras på ca. 1000 m3 og 500 m2 i utbredelse. Raset som var et typisk overflateras i særdeles oppbløtte masser ble utløst rett vest for anleggsveien ved ca kote 20 og raste ut i Tista slik at ca. en tredjedel av elveløpet ble fylt opp. Raset forårsaket ikke skade på folk eller utstyr, men entreprenøren vurderte situasjonen som alvorlig og en geoteknisk konsulent ble koblet inn. Det ble satt opp en plan hvordan videre uttak av masser skulle foregå. Etter en uheldig kombinasjon av ytterligere regnvær, uttak av mer gravemasser og sprengning av en salve som delvis belastet det aktuelle området gikk det et nytt ras. Det ble da videre bestemt i samråd med byggherren å ta ut gravemassen på en slik måte et området ble avlastet og graveskråningene stabile. Dette gikk etter planen uten ytterligere ras i dette området.

Det ble sendt en lettere graver ut på massene i Tista og disse ble lastet opp og kjørt vekk. Utenom dette har det ikke vært større problemer med uttak av gravemassene fra PM6-tomten.

Sprengningsarbeidene utgjorde klart den største aktiviteten på prosjektet. Det er sprengt ut 860 000 m3 fast fjell i tomten. For dette har en stor maskinpark vært i sving. For sprengningen er det benyttet 3 stk pallbormaskiner. Typisk hullavstand har vært 3,5m med en forsetning på 3m. Det er til dette bormønsteret benyttet 3,5" borhull ladet med slurry og egen dynamittprimer. Tennsystemet har vært en kombinasjon mellom elektrisk og ikke-elektrisk. Det har vært sprengt 175 salver og det skulle tilsi en gjennomsnittlig salvestørrelse på ca. 5000m3 og med 2,5 tonn sprengstoff i salven. De største salvene har vært opp til 11 000 m3 med 5,5 tonn sprengstoff. For å oppnå tilstrekkelig mengder finstein er det mot slutten av sprengningsperioden benyttet et tettere bormønster med borhullsavstand og forsetning på 2,5x2,5m. For å beholde spesifikk ladning er det her brukt 3" borhull med samme ladnings- og tenningopplegg.

Sprengningen har gått bra med unntak av et tilfelle med tildels betydelig sprut fra salven. Dette var 30/10 -90 og en av de siste salvene i øst hvor mindre blokker og småstein slo gjennom vinduer og på biler ved Ankers Fabrikker. Det var ingen personskader og utenom dette har det kun vært enkeltblokker som har truffet brakker, enkelte biler og utstyr i anleggsområdets umiddelbare nærhet. Slikt kan en forvente under sprengningsarbeider av denne typen og nødvendige sikringstiltak må treffes. Ved sprengning av salver mot opprinnelig terreng hvor borhullslengdene varierer har salvene vært dekket med fiberduk. Ellers har pallene vært dekket i front med sprengstein i høyde med den ladede del av borhullet. Enkelte mindre sprengningsjobber og spretting av stein har vært dekket av matter. Det er brukt fordemning av fin grus i borhullene for å redusere faren for sprut.

I området ved profil 380 så fjellet ganske stygt ut etter sprengning til pall 21. En markert sleppe gikk inn under et større parti på ca. 50 m3 og avløste dette. Bergteknisk konsulent ble kontaktet og det ble på møte bestemt å la partiet stå til generell sikring i veggen kunne foretas. Kort tid etter raste imidlertid fjellpartiet ned. Maskiner og utstyr var på det tidspunktet flyttet så ingen skade på folk eller utstyr oppstod. Som kommentar i ettertid er det klart at området burde vært avsperret og fjellpartiet skutt ned med en gang.

Rystelser

Før sprengningsarbeidene startet ble det foretatt en bygningsbesiktigelse av de bygg som lå innenfor det antatte influensområdet for rystelser og med fare for skader. Rett ved den nye PM6-tomten ligger også prøveatomreaktoren i Halden i fjellhaller ca. 90 m fra nærmeste sprengningssted. Reaktoren har følsomt datautstyr og annen elektronikk som krever spesiell varsomhet. Det var derfor klart at en måtte ha konroll med rystelsene helt fra første salve. Det ble montert opp en rystelsesmåler i reaktorhallen og på bygninger over skjæringen. Sprengningen var delt i fire rystelsesklasser ut fra avstand

fra ømfintlige bygninger og utstyr. Utskrift av rystelsesmålingene foreligger, men den endelige tolkningen og konklusjonen om det har vært overskridelser eller ikke foreligger foreløpig ikke. Det er imidlertid ikke oppstått skader på utstyr i atomanlegget. På bygningene over skjæringen er det enkelte grunnmurssprekker som nå blir sammenholdt med observasjoner fra bygningsbesiktigelsen. Den gamle velkjente diskusjonen om nye og gamle sprekker er nå igang og det tar nok noe tid før den er avsluttet.

Transport og deponier

Til opplasting er det benyttet 2 hjullastere og 2 større gravere. Graverne har vært benyttet både til utsortering av finstein og til vanlig opplasting på bil. Det har til tider vært 20 lastebiler i sving samtidig. De største har en lastekapasitet på 17 løse kubikkmeter sprengstein eller gravemasser.

Transporten har foregått etter faste ruter til deponiene og trafikkbelastningen på disse strekningene har naturligvis økt betydelig. Totalt har det blitt kjørt 119 172 lass med sprengstein og gravemasser ut av PM6-tomten. Det har imidlertid ikke vært alvorlige uhell i forbindelse med massetransporten gjennom Halden og omegn. Enkelte mindre stein har falt av lass, men uten uhell. Sjåførene og fokuseringen på sikkerhet kan tillegges æren for at trafikkuhell er unngått.

Depotet på Veden er klart det største. Hit er det kjørt 274 000m3 gravemasse og 439 000m3 stein. Massene er plassert i det gamle grustaket. Det er fylt opp med gravemasser i hele bunnplanet. Videre opp er det fylt med sprengstein og gravemasser til kote 110 og fyllingen er deretter dekket med et 0.5-2.0m tykt lag med gravemasser. Enkelte deler av fyllingen hvor det er fylt sprengstein står skråningen med rasvinkel ca. 1:1, ellers er skråningene slakket av til 1:3.

På Sauøya er det fylt ut 293 000m3 stein derav ca. 3/4 direkte i sjøen. Man var klar over at bunnforholdene var dårlige med tildels store løsmassemektigheter opp mot 10-12m på det meste. Det er i slike tilfeller alltid en fare for grunnbrudd i bunnsedimentene med setninger og ras i tippen som resultat. For å redusere faren for ras ble det satt ned dynamittladninger i bunnsedimentene som ble sprengt etterhvert som fyllingsarbeidene skred fram. Etter hver sprengning ble det fylt ut med stein for å presse de omrørte bunnsedimentene tilside slik at tippen fikk en fot på enten fast fjell eller stabile masser. Sprengladninger ble også tildels plassert rett på sjøbunnen. Etter disse sprengningene gikk det ofte ras i tippen og i enkelte tilfeller flyttet tippfronten seg flere meter bakover. Byggherren hadde derfor kontinuerlig overvåking av fyllingsarbeidene pga. sikkerheten for sjåfører og utstyr. En mann var alltid tilstede for å passe på eventuelle ras i utvikling og samtidig at ikke bilene kjørte for langt ut på tippen. Fyllingsarbeidet gikk dermed greit uten spesielle problemer.

Til oppfylling i tomten fra kote 12 til 12.80 er det lagret ca. 55 000 m3 finstein i depot. Maks. steinstørrelse skulle her være 0,3m i tverrmål. Sorteringsmetoden har basert seg på at storstein i lassene triller til foten av tippen dersom lassene tippes utfor tippkanten hvor massene står med rasvinkel. Storsteinen blir så med jevne mellomrom plukket opp med hjullaster

i foten av tippen. Dette er en gammel og anerkjent metode for sortering av stein. Det er imidlertid klart at en ikke har full kontroll med sorteringen og det vil bli liggende igjen enkelte storstein. For å kompensere for dette har entreprenøren i dette tilfellet sortert ut 10 % mer stein enn det som er beskrevet slik at det i alle tilfelle ikke skulle bli for lite finstein.

Tilgrising av veiene er alltid et problem med slik massetransport. Det var tidlig vurdert å montere opp spylestasjon for bilene før utkjøring, men dette ble erstattet med periodisk feiing av aktuelle gatestrekninger. De siste månedene ble det i tillegg lagt et vannbad ved Skånningfoss bru som lastebilene kjørte gjennom og fikk vasket vekk det meste av sølen før de kom ut på offentlig vei.

4. STABILITET OG SIKRING

Graveskråninger

De permanente graveskråningene er slakket av til stabile skråninger. Dette gjelder graveskråninger på toppen av skjæringen og i hver ende nede i tomten. I tillegg er alle erosjonsutsatte graveskråninger dekket med erosjonsmatter og tilsådd. Graveskråninger nede i tomten er erosjonssikret med sortert sprengstein. Erosjonsmattene har ikke fungert tilfredstillende over alt og i disse områdene må ytterligere erosjonssikring evt. avslakking foretas.

Skjæringsveggen

I anbudet er det angitt at bakveggen skal sikres slik at selv mindre steinsprang og isfall unngås. I denne kontrakten hadde entreprenøren både arbeidssikring og permanent sikring på fast pris, men sikringen skulle godkjennes av byggherren. I fysisk utførelse har dette foregått slik at entreprenøren har etter som pallene ble utsprengt foretatt grovrensk som arbeidssikring. Dette har delvis foregått som maskinrensk og delvis som håndrensk. Som permanent sikring har en lenger bak den aktuelle stuffen foretatt ytterligere rensk og finrensk for hånd. Nødvendige bolter har blitt avmerket på fjellet og satt. For detaljstabiliteten i skjæringsveggen har rensk og bolting utgjort hovedtyngden i sikringen. Mengden av rensk og antall bolter med lengder er angitt i tabell 1.

For å hindre nedfall av småstein er det montert mye nett i veggen. Som tabell 1 viser er det montert 1440 m2 steinsprangnett. Dette har vært brukt i områder der fjellet er småfallent og/eller forvitret, men uten særlig leirbelegg på sprekkene og hvor vannsiget er lite. Nettet og monteringsboltene er varmforsinket.

Fra den naturlige skråningen over skjæringen og ut fra de mest markerte sprekkesonene siger det en del vann. På toppen av skjæringen er det etablert en ledemur for bortledning av overflatevannet. Det hindrer vann i å plaske ut for veggen, men i gode regnværsperioder siger/renner det allikevel godt ut fra fjellet. På vinteren fryser vannet til is som bygger på seg. I vårløsningen vil selvfølgelig denne isen falle ned og for å hindre de store

rasene er det montert 5750 m2 isnett i skjæringen. Prinsippet for isnett er vanlig varmforsinket steinsprangnett forsterket med fjellband i rutemønster. Alle steder hvor det er kontinuerlig vannsig er det montert nett. Det er gjort et forsøk på å anslå hvor en sansynligvis kan få iskjøyving i veggen og nettet er montert deretter. Som kjent er vannets veier uransakelige og det kan feks ved erosjon i fjellet eller spesielle snøforhold oppstå endringer i vannets løp. Det kan derfor muligens i ettertid bli nødvendig å supplere nettet. Isnettet fungerer flere steder som kombinert steinsprangnett og isnett.

I anbudet var det beskrevet tetting av fjellet ved injeksjon dersom en traff på større vannårer. Vannsiget ut fra fjellet har imidlertid ikke vært av en slik karakter og et slikt omfang at dette har vært nødvendig.

Det er forutsatt fra anbudet at skjæringsveggen skal ha en helning på 10:1. Borutstyret når imidlertid ikke helt inn til veggen og dette fører til et lite "trappetrinn" ved hvert pallskifte. For å opprettholde en gjennomsnittlig helning på 10:1 har entreprenøren derfor sprengt noe brattere dvs. ca. 20:1. I enkelte partier er hverken helning på 10:1 eller 20:1 oppnådd. Det skyldes delvis boravvik, men det er mest forårsaket av at en har fått utfall langs fjellets naturlige strukturer så som sprekker og slepper. De overheng som har oppstått har en besluttet å sprenge ned slik at geometrien ca. 10:1 er opprettholdt. Dette har delvis vært grunnet i direkte stabilitetsmessige årsaker der en ellers ville få problemer med å sy sammen fjellet med bolter og dels av psykologiske grunner. Et overheng vil virke truende og er ikke akseptabelt for de som senere skal jobbe i fabrikktomten.

Som det framgår av geologisk kartlegging er Skakkestadåsen gjennomsatt av flere markerte svakhetssoner. Det er sterk oppknusning av fjellet inn mot sonene og sentralt i disse er fjellet finknust til leirholdig sleppemateriale. Disse sonene vil være spesielt utsatt for erosjon og resultatet av det er dårlig stabilitet i partiet, tildels med utvikling av overheng. Vi har derfor valgt å forsegle de mest markerte sonene med et 8 cm tykt lag med sprøytebetong. Det er ialt forbrukt 115 m3 fiberarmert sprøytebetong fordelt på et areal på ca. 1500 m2. For å hindre at frostsprengning presser sprøytebetongen ut fra veggen er denne bolteforankret med 4m bolter i mønster 2x2m i alle de partier som er belagt med sprøytebetong. Boltene har underlagsplate utenpå betongen. I disse spesielt dårlig partiene fungerer boltene også som stabilisering.

Mye av arbeidet med sikring av veggen har vært viet partiet fra profil 350 til 420. I dette partiet har det vært store setninger i fjellet med sprekkeåpning opptil 5 cm som resultat. I fig 2 er det vist en prinsippskisse med sansynlig årsakssammenheng mellom utsprengning av fjellet og sprekkeutvikingen. Det er antatt at fjellet i de lavere deler av skjæringen i dette partiet har svakere mekaniske egenskaper enn ellers i veggen. Dette gjelder spesielt deformasjonsmotstanden (E-modulen). Ved at fjellet i de lavere deler har satt seg har en som følge av dette fått deformasjon og sprekkeåpning i de høyere partier. Denne sprekkeåpningen er som nevnt opp til 5cm i topp av skjæringen og dør ut nedover. Generell oppsprekning gjør fjellet mindre homogent og gir dårligere sikkerhetsfaktor på totalstabiliteten

i dette partiet. Det er gjort en vurdering av stabilitet og mulig sikkerhetsfaktor og ut fra dette er det valgt å stagforankre hele partiet. Det er satt 33 stk. 36mm stag av høyfast stål med lengder fra 10-15 meter fra profil 360 til 420. Av monteringshensyn ble det valgt stangstag framfor lissestag. Stagene har såkalt dobbel korrosjonsbeskyttelse.

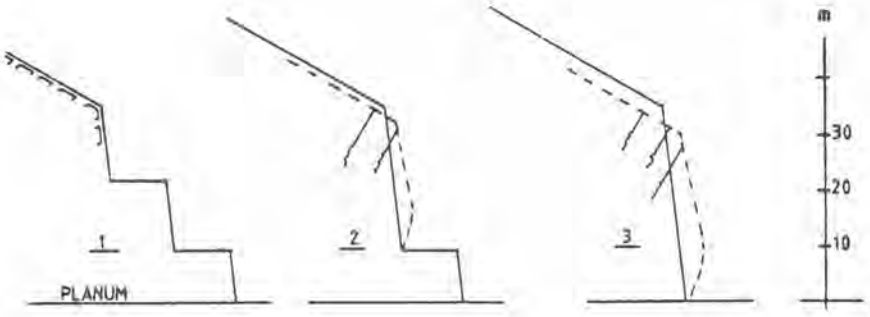


Fig. 2 Deformasjons- og sprekkeutvikling

Deformasjonen i fjellet har foregått etter utsprengning av hver pall og det antas at det meste av deformasjonen har skjedd ganske umiddelbart etter sprengning. Den gjenstående deformasjon ved oppspenning av stagene i april 1991 skulle derfor være minimal, men denne antagelsen er forbundet med usikkerhet. Vi har derfor bestemt at stagene skal spennes opp til 60 % av flytelast. Dersom det er ytterkligere sig i massene gir en da fjellet mulighet til å deformere seg ytterligere innenfor det elastiske området av stagenes arbeidsdiagram og det er mulig i ettertid og kontrollere om det har oppstått økte deformasjoner i fjellet.

Å satte stag i 15 m lengde med 4.5" borhullsdimensjon i høyder på opp til 30 meter er ingen enkel oppgave og her var det nødvendig med spesialutstyr. Monans 60 tonns mobilkran med AC COP 1038 bormaskin montert i toppen greide utfordringen. Alternativet til denne løsningen hadde vært å slakke av fjellet i området med ytterligere sprengning.

Naturlige skråninger

Oppe i den naturlige skråningen over skjæringen ligger større og mindre blokker som ikke er stabile. Flere av disse blokkene har vært vanskelig å rulle ned så det er i stedet valgt å forankre disse i fast fjell. Dette er gjort ved bolter og fjellband. I hele skjæringens lengde er det montert sikringsgjerde som hindrer folk og dyr i å havne nede i tomten og også sikrer mot mindre steinsprang og ras.

Sikringsmengder utført i fjellskjæringen

Rensk		1160	timer
Bolter	2m	165	stk
	3m	2380	"
	4m	1660	"
	5m	180	"
	6m	110	"
Steinsprangnett		1440	m2
Isnett		5750	"
Fiberarmert sprøytebtg.		115	m3
Stangstag, 36mm lengder 10-15m		33	stk

Tabell 1.

5. KONTROLL OG ETTERSYN AV FJELLSKJÆRINGEN

For en fjellskjæring med slike dimensjoner og forholdsvis nær fabrikken er det nødvendig med faste rutiner for ettersyn. Dette vil foregå jevnlig av Saugbrugsforeningens egne vedlikeholdsfolk. Det er utarbeidet en sjekkliste som skal fylles ut under befaringene og i tillegg skal det skrives et kort notat etter hver befaring.

Hvert annet år skal det i tillegg foretas en mer omfattende inspeksjon av fjellskjæringen. Denne inspeksjonen vil foregå med kran hvor alle veggflater skal sjekkes for forvitring og eventuell forringelse av sikringsarbeidene.

Den naturlige skråningen over fjellskjæringen skal også inspiseres. Denne befaringen foretas av person med anleggsteknisk/fjellteknisk erfaring.

For å kontrollere eventuell korrosjon på ankrene og samtidig kontrollere eventuell ytterligere sig i dette spesielle fjellpartiet skal ankrene prøvespennes hvert femte år.

Etterhvert vil en få oversikt over forvitringen i skjæringen og hvordan eventuell forringelse av sikringsarbeidene foregår. Ut fra dette kan en vurdere hvordan og hvor hyppig videre overvåkning av fjellskjæringen skal foregå.

Utvikling og bruk av modifiserte doorstoppere for måling av spenningsendringer

Development and use of modified doorstoppers for rock stress change monitoring

Bergingeniør Stein Erik Hansen, SINTEF Bergteknikk
Bergingeniør Bodil Alteren, Norwegian Talc Altermark AS (tidligere ansatt ved Folldal Verk A/S)

Sammendrag

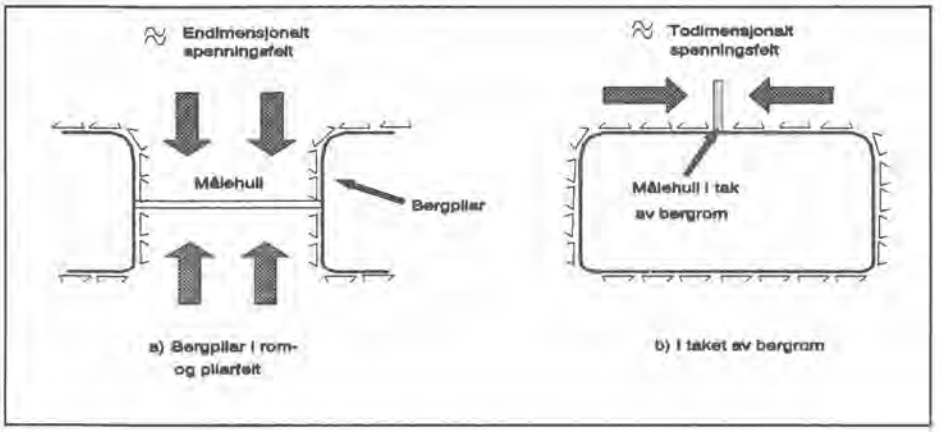
Utvikling og bruk av modifiserte doorstoppere for spenningsovervåking har foregått ved Tverrfjellet Gruver siden 1988, og resultatene må sies å ha vært lovende. Forsøkene har vist at det under gunstige forhold er mulig å bruke målemetoden og samtidig oppnå en rimelig grad av nøyaktighet. Resultatene for overvåkingscellene viser god overensstemmelse med standard doorstoppermålinger. Forsøkene viser også at målecellene reagerer momentant på hurtige spenningsomlagringer. Imidlertid har målecellene vist seg å være følsomme overfor ytre mekanisk påvirkning, noe som har forårsaket drift i målesystemet. Dette har primært vært problematisk ved ubeskyttede kontrollceller. Den generelle målestabilitet i dette forsøket må likevel sies å vært tilfredsstillende. De lovende resultatene fra forsøksområdet har medført at det er installert overvåkingsceller i andre strosseområder i gruva. Resultatene fra disse målingene er lagt til grunn ved vurderingene for å oppnå et maksimalt og samtidig forsvarlig malmuttak i sluttbrytingen av forekomsten.

Summary

The development and underground use of modified doorstopper cells for rock stress change monitoring has so far been very promising. Stress changes monitored by doorstoppers show very good agreement with standard doorstopper absolute measurements, and the longtime stability of the measuring system as such seems to be good. Based on the good results from the prototype tests, monitoring doorstoppers have been installed at other locations in this particular mine. The results obtained have played an important role in the planning of the optimum mining sequence during the last years of the mine's lifetime.

Innledning

Todimensjonale måleceller (doorstoppere) for bergspenningsmålinger er i over 25 år blitt benyttet i her i landet. Doorstoppermetoden har vist seg å være rask og relativt billig med en tilstrekkelig grad av nøyaktighet og blir brukt der hvor spenningsfeltet er en- eller todimensjonalt med spenninger nær 0 langs målehullet. Dette er vist i figur 1 og vil være tilfelle i pilarene i regulære rom og pilarfelt (a) og i det umiddelbare taket av utstrossede bergrom (b).



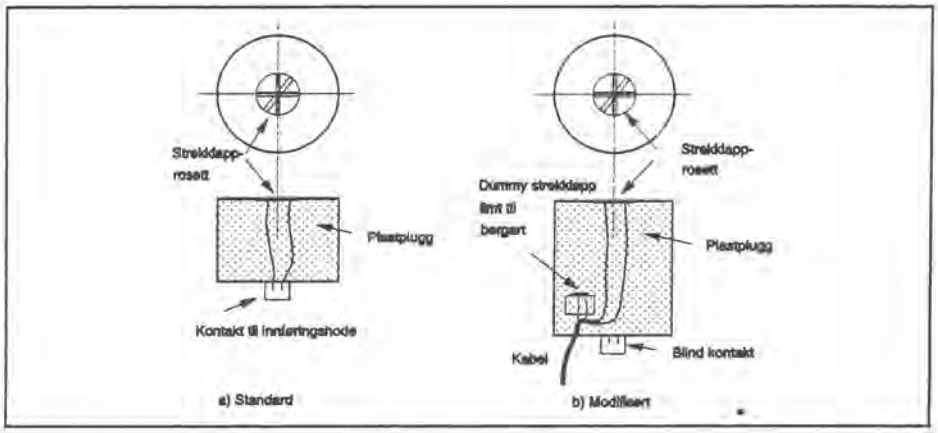
Figur 1. Typiske bruksområder for doorstoppermetoden

Gjennom disse årene har Bergmekanikklaboratoriet ved NTH, senere SINTEF Bergteknikk, utført over 1500 enkeltmålinger med en egenutviklet versjon av doorstopperen. De fleste av disse målingene er gjort i Norge, men det er også utført målinger i Sverige, Finland, Grønland og Spania.

I forbindelse med gruvebrytingen i Tverrfjellet Gruve ble det i 1988 fra bedriften (Folldal Verk A/S) satt fram ønske om å få installert et enkelt utstyr for å kunne følge spenningsutviklingen i kritiske områder. Den tradisjonelle doorstopperen er imidlertid lite egnet til å registrere spenningsendringer over tid. Løsningen ble da at SINTEF Bergteknikk utviklet en spesialversjon av doorstopperen bygd på sine erfaringer med standard doorstoppermålinger. Prosjektet har vært lagt opp som et samarbeidsprosjekt hvor bedriften selv har stått for registrering av data.

Oppbygging av målecelle

Den tradisjonelle doorstopperen, figur 2a, er en strekklapprosett og en kontakt som er koplet sammen. Det hele er støpt inn i en plastmasse og utgjør da selve målecellen, doorstopperen. Under måleprosedyren blir doorstopperen limt fast til bunnen av målehullet ved hjelp av et målehode (innføringshode) og skjøtestenger.

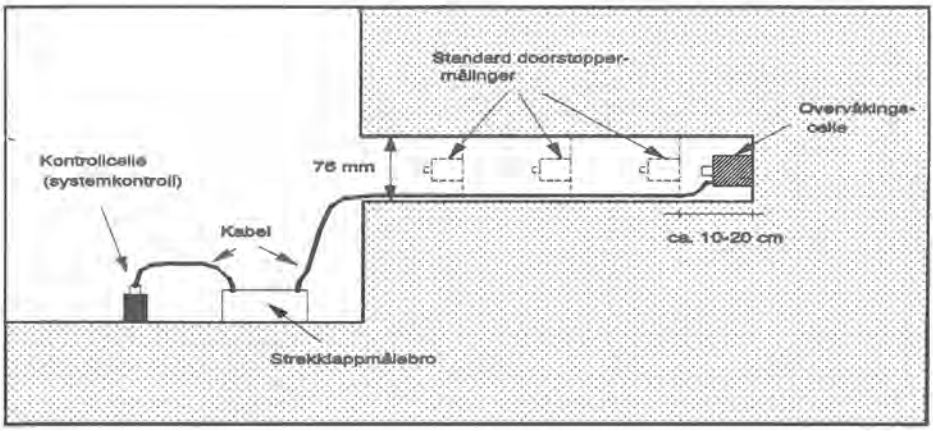


Figur 2. Standard (a) og modifisert (b) målecelle

Den modifiserte målecellen (overvåkingscellen), figur 2b, består av samme type strekklapprosett som standardcellen. Plastpluggen er imidlertid laget noe lengere og med en litt større diameter. I bakenden av overvåkingscellen er det støpt inn en temperaturkompenserende strekklapp. Ved standard doorstoppermålinger er denne strekklappen plassert i målehodet. Før støping av cellen utføres blir den nødvendige koplingen mellom aktiv og passiv strekklapp etablert. Strekklappforbindelsen er koplet til en kabel som trekkes ut av borhullet, og lengden av kabelen tilpasses de lokale forhold (lengde av hull etc.). Målecellen installeres med et spesiallaget innføringshode og festes til dette ved hjelp av en blind kontakt som er støpt inn i bakenden av cellen.

Måleprosedyre

Overvåkingscellen blir limt til bunnen av et 76 mm Ø diamantborhull som på forhånd er utflatet med en spesialborkrone. Hulldiameter og boreutstyr er det samme som ved vanlige bergspenningsmålinger. Under boringen av hullet inn til ønsket dyp blir det gjort standard doorstoppermålinger med jevne mellomrom innover for å finne de initielle bergspenningene, se figur 3.



Figur 3. Måleprosedyre ved installasjon av overvåkingscelle

Den siste standard målingen blir tatt så nær det planlagte hulldyp som mulig (normalt innenfor 10-20 cm). Overvåkingscellen blir så installert som beskrevet ovenfor. Avlesninger gjøres med en standard målebro (måleforsterker) for strekklappmålinger og avlesningshyppighet tilpasses situasjonen som skal overvåkes. Kontinuerlig avlesning kan også gjøres, men krever da fast tilkopling til stasjonær måleforsterker og skriverenhet.

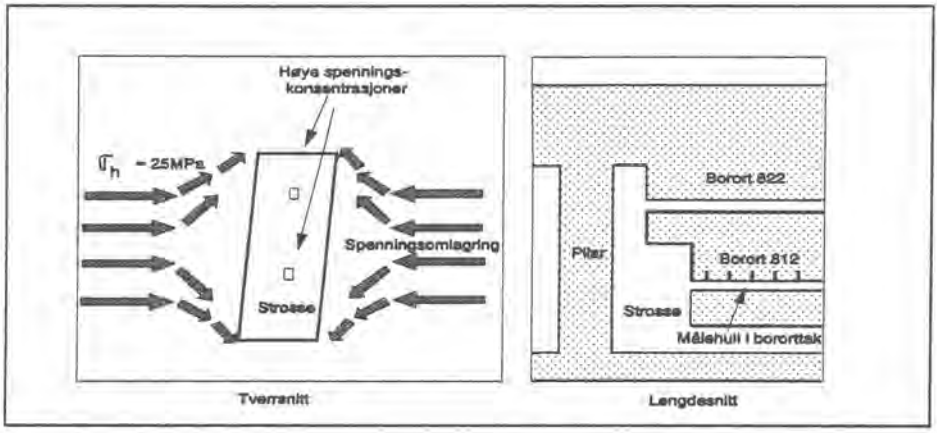
Måleprinsippet for strekklappmålinger er at strekklappene registrerer motstandsendringer som relateres til tøyningsendringer. Spenningsendringene kan så beregnes ved å bruke tøyningsdifferansen fra 0-avlesning til avlesningstidspunktet og de elastiske parameterene for bergarten. Den beregnede spenningsendringen blir så sammenlignet med spenningsverdiene fra de initielle målingene.

Et hovedspørsmål i forbindelse med langtidsmålinger er stabiliteten i selve målesystemet. For å kontrollere dette blir en tilsvarende overvåkingscelle limt til en ubelastet kjernebit med samme bergarten som på målestedet. Denne målecellen blir oppbevart på målestedet, f.eks inne i hullet og blir avlest samtidig med den aktive. Ideelt sett skal kontrollcellen (dummycellen) ikke vise noen forandring og vil da være en kontroll på at de endringer som eventuelt registreres på den aktive cellen virkelig skyldes spenningsendringer.

Måleopplegg for utprøving

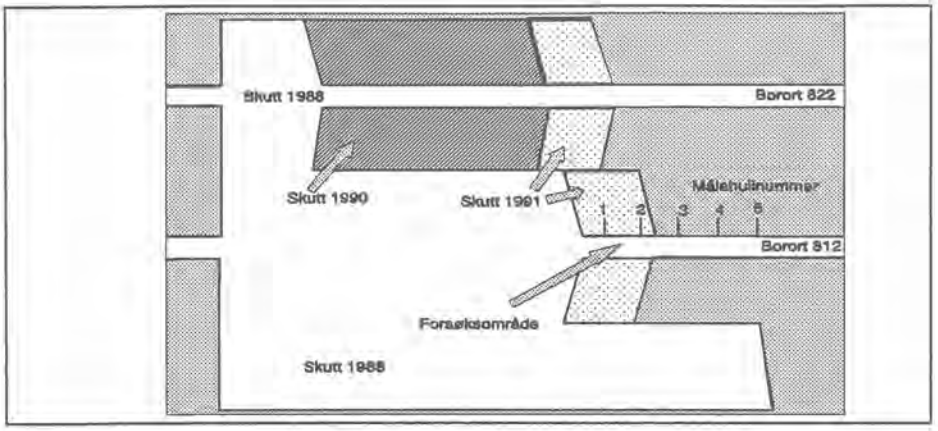
Bakgrunnen for utviklingen av overvåkingscellen var spenningsrelaterte problemer i brytningsområdene i Tverrfjellet Gruve. I forbindelse med langsgående skivebryting i stor skala oppstår det store spenningskonsentrasjoner i gjenstående bororter og pilarer etter

hvert som malmen strosses ut. Hovedårsaken til dette er at det opptrer store horisontale regionale spenninger i området, og de største spenningene opptrer normalt malmens strøk. Selv på lite dyp i de øvre delene av forekomsten (mindre enn 100 m) er de initielle horisontale spenningene i størrelsesorden 20 - 25 MPa. Strosserommene har en normal størrelse med 60 m lengde langs strøket, høyde 110 m og en bredde avhengig av malmmektigheten, som kan være opp til 50 m. Figur 4 viser den aktuelle spenningssituasjonen omkring strosserommene i gruva.



Figur 4. Langsgående skivebryting i Tverrfjellet Gruve

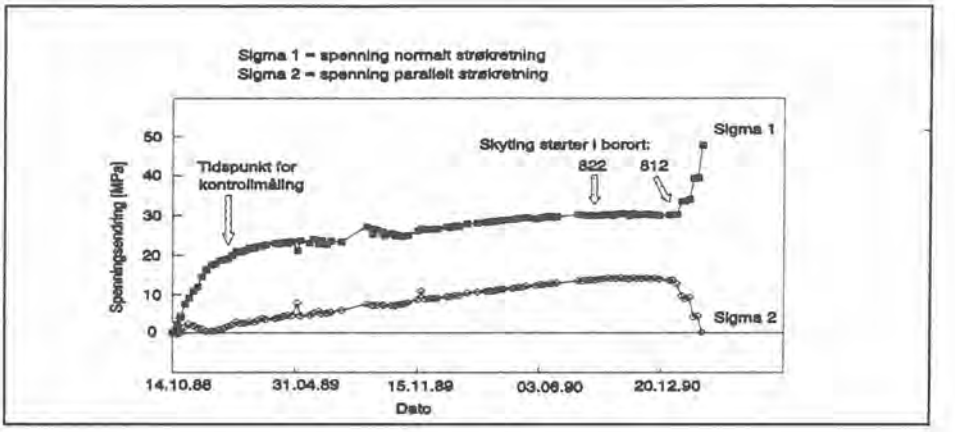
For å studere hvilken innvirkning den omliggende brytningsaktivitet hadde på spenningsforholdene omkring borortene, ble borort 812 i strosse nr. 2 valgt ut som forsøksområde. Strossa har to borortnivåer som går parallelt malmens strøk. Borort 822 er den øverste og borort 812 den laveste borort. De største spenningene opptrer normalt på borortretningen. Bergarten er en massiv svovelkismalm med enakset trykkfasthet på 160 MPa, elastisitetsmodul på 95 GPa, dvs. en meget stiv og sterk bergart. Betydelig bergslagsaktivitet i taket på borortene i området var en tydelig indikator på store horisontale spenninger. For forsøket ble det boret 5 målehull i taket på borort 812 som vist i figur 5.



Figur 5. Forsøksområdet i strosse 2

Overvåkingscellene ble installert på 1.5 m hulldyp. I målehull nr. 1 omlag 4 m fra strossekanten, ble det målt spenninger på omlag 60 MPa normalt strøket, se tabell 1. I den første tiden etter installasjon ble det tatt 3 avlesninger pr. uke, siden ble hyppigheten satt ned til 1 gang pr. uke. Figur 5 viser i hvilke tidsrom de ulike deler av strossa er brutt. På grunn av ustabile forhold i forbindelse med hengveggen i nærliggende strosser, ble det ikke foretatt skyting i strosse 2 i perioden oktober 1988 til september 1990.

Figur 6 viser resultatene for overvåkingscellen i målehull 2, som i utgangspunktet var plassert omlag 9 m fra strossekanten. Måleperioden strekker seg fra installasjon den 14.10.88 til cellen ble skutt vekk den 25.02.91. Spenningskurvene viser hvordan spenningene opptrer normalt og parallelt malmens strøk og er gitt ved Sigma 1 og Sigma 2. Figuren viser at det i tiden etter avsluttet strossing i 1988 skjer en spenningsøkning normalt på bororta. Dette skyldes sannsynligvis spenningsomlagringer på grunn av den foregående strosseaktivitet. For å verifisere dette resultatet ble det etter omlag 3 måneder foretatt en kontrollmåling med standard doorstoppere i hull 1A omlag 1.0 m fra hull 2. Sammenstilling av resultatene for målingene i hull 1 og 1A er vist i tabell 1.



Figur 6. Resultater for overvåkingscelle nr. 2

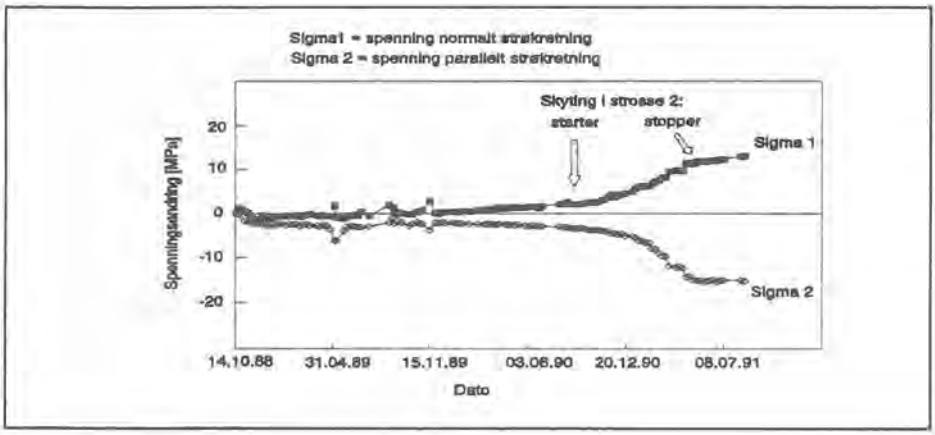
Tabell 1. Standard doorstoppermålinger ved start og etter 3 måneder

Hulldyp m	σ_1 MPa ⊥ strøk	σ_2 MPa ∥ strøk	
0.25	65	14	Hull 1
0.75	59	3	Oktober 1988
1.25	65	4	Før start av overvåking
Middelverdi	63	7	
0.50	89	7	Hull 1A
1.00	75	9	Februar 1989
1.50	81	8	3 måneder senere
Middelverdi	82	8	

Tabellen viser at den midlere økning i spenningene normalt malmens strøk var 19 MPa, og det er omlag det samme som overvåkingscellen i hull 2 viser, se figur 6. Det videre kurveforløpet viser at det skjer en svak økning i spenningsnivået i målepunktet fram mot

tidspunktet da skytingen i strosse 2 ble gjenopptatt høsten 1990. Skyting i borort 822 ser ut til å påvirke det generelle spenningsnivået lite og det skjer ingen markant økning før skyting i borort 812 starter i januar 1991. Kurven viser en kraftig spenningsøkning på omlag 20 MPa over et kort tidsrom idet pallfronten nærmer seg målepunktet. Samtidig kan det også observeres at spenningene langs bororta, Sigma 2, avtar når pallfronten nærmer seg. Dette indikerer at det skjer en avlastning på pallfronten, noe som også visuelt kunne observeres ved at det mellom hver skutt salve skjedde en oppsprekking normalt bororta helt framme på pallkanten.

Figur 7 viser resultatene for overvåkinggscelle nr. 5 som opprinnelig var installert 25 m unna pallfronten.



Figur 7. Resultater for overvåkingscelle nr. 5

Kurven viser at det fra installasjon til skyting i strosse 2 starter, er det ingen markert økning i spenningsnivå, hverken for Sigma 1 eller Sigma 2. Dette skyldes sannsynligvis at målepunktet ligger langt inne i pilaren og tyder på at spenningsomlagringene skjer i nærheten av pallfrontene og i kantene av pilarene.

Kontrollmålecellen som har vært oppbevart på målestedet, har vist seg å gi svært små utslag. Denne er blitt erstattet med en ny fordi den etter å ha blitt utsatt for mekanisk påvirkning (slag), ble ustabil. Dette gav seg utslag i at cellen begynte å vise tegn til kraftig belastning. Den nye kontrollcellen viser ingen tegn til å være ustabil. Dette gjør at det med god sikkerhet kan fastslås at de endringer som er registrert virkelig er endringer i spenningsnivået i bergmassen.

De lovende resultatene fra forsøksområdet har medført at det er installert overvåkingsceller i andre strosseområder i gruva. Resultatene fra disse målingene vil legges til grunn i vurderingene for å oppnå et forsvarlig maksimalt malmuttak i sluttbrytingen av forekomsten. I følge planene vil forekomsten være utdrevet og gruvebrytingen avsluttet i løpet av 1992-93.

Konklusjon

Utvikling og bruk av modifiserte doorstoppere for langtidsovervåking av spenninger har hittil vært lovende. Resultatene som er oppnådd i dette forsøket ved Tverrfjellet viser at metoden gir god overensstemmelse med standard doorstoppermålinger. Forsøkene viser også at målecellene reagerer momentant på hurtige spenningsendringer, noe som ble observert på flere av cellene når strossefronten kom nært innpå målepunktene. Langtidsstabiliteten etter omlag 3 års bruk må for dette forsøket sies å være tilfredsstillende. Imidlertid er det konstatert at de modifiserte doorstopperne er følsomme overfor ytre mekanisk påvirkning (slag), noe som fører til drift i målesystemet. Det er også registrert at målecellene kan være følsomme for fuktighet, noe som fører til samme problemer som ved mekanisk påvirkning. Dette har vært spesielt problematisk med kontrollcellene som har vært oppbevart i selve borortene. Dette problemet er løst ved at kontrollcellene er beskyttet i et skap eller lignende. Forsøket viser at det er nødvendig med en videre utvikling av doorstopperne for å gjøre målesystemet mer stabilt.

GASSLAGRING I UFOREDE BERGROM

Dr.ing. Halvor Kjørholt, SINTEF Bergteknikk

SAMMENDRAG

Artikkelen gir en oversikt over erfaringer med lagring av gass i uforede bergrom. Spesielt fokuseres erfaringene fra de 10 norske luftputekamrene, hvorav tre er utstyrt med vanngardin. På bakgrunn av innsamlede driftsdata og spesielle vanngardinforsøk, konkluderes det med at bruk av vanngardin er en effektiv metode for å hindre lekkasje, og videre at lekkasjesituasjonen ved lager uten vanngardin kan bestemmes rimelig nøyaktig med foreliggende teori, forutsatt at bergets permeabilitet og det naturlige grunnvannstrykket er kjent. Artikkelen gir også retningslinjer for design av vanngardiner.

SUMMARY

The article gives an overview of gas storage experience in unlined hard rock caverns. The experience from the 10 Norwegian air cushion surge chambers (three of them equipped with a water curtain) is focused. On the basis of operational experience and special test programs run at these sites, it is concluded that the use of water curtains is an efficient method to prevent gas leakage. For the air cushion surge chambers without a water curtain, it has been shown that the air leakage can be predicted to a reasonable accuracy, providing that the permeability is known. The article also gives guidelines for the design of water curtains.

1 ERFARINGSGRUNNLAG

Ifølge Aufricht og Howard [1961] har uforede bergrom vært benyttet til lagring av gass under trykk siden slutten av 1800-tallet. Frem til andre halvdel av vårt århundre ble denne type lager kun benyttet til lagring av luft i forbindelse med gruvedrift. Hensikten med slike lager var å oppnå stabil luftforsyning til borutstyr og øvrig luftdrevet maskineri, samt å redusere investerings- og driftsutgifter for kompressoranleggene. I Skandinavia har mer enn ti slike anlegg blitt bygget. Volumet av et slikt luftlager varierer fra noen hundre til noen tusen m^3, mens trykket begrenser seg til mellom 0,7 og 1,2 MPa.

I 1950 ble det første utsprengte LPG (Liquid Petroleum Gas) lageret tatt i bruk i Texas. Til nå er det bygget omlag 70 slike lager i Nord-Amerika. Det tilsvarende antallet i Europa ligger rundt tyve, hvorav mer enn halvparten er å finne i Skandinavia. Utbyggingen av LPG-lager i Europa startet i Frankrike i 1966, Sverige fulgte deretter med sitt første i 1968. Her i landet fikk vi vårt første anlegg av denne typen i 1977 (Rafnes). Utsprengte LPG-lager har i de siste år også blitt bygget i Korea.

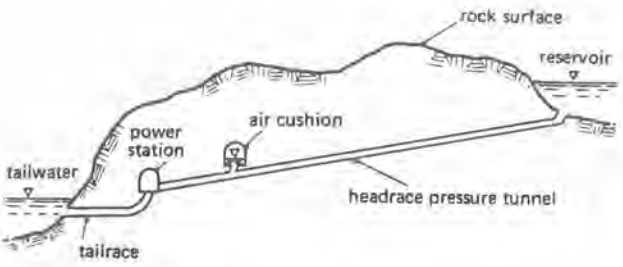
Trykket i et LPG-lager vil avhenge av lagertemperatur og gasstype. For propan er trykket normalt under 1,0 MPa, for butan under 0,3 MPa. Typiske lagervolum ligger i området 10 000 til 150 000 m³.

Naturgass utgjør den klart viktigste gass i lagringssammenheng. Lagerkapasiteten for naturgass på verdensbasis er over $240x10^9$ Nm³ (12% av årsforbruket). Dette fordeler seg i følge Asserhøj [1990], på (januar 1989) 423 gamle olje- og gassfelt, 82 aquiferlagere, 33 lagere i saltkaverner og 4 nedlagte kull- og saltgruver.

Det finnes altså pr idag ingen kavernelagere for naturgass bygget i harde, typisk skandinaviske, bergarter, men planer foreligger både i Sverige, Finland og USA. Der man er kommet lengst mot et driftsklart lager er imidlertid i Tsjekkoslovakia hvor utsprengningen allerede er igang.

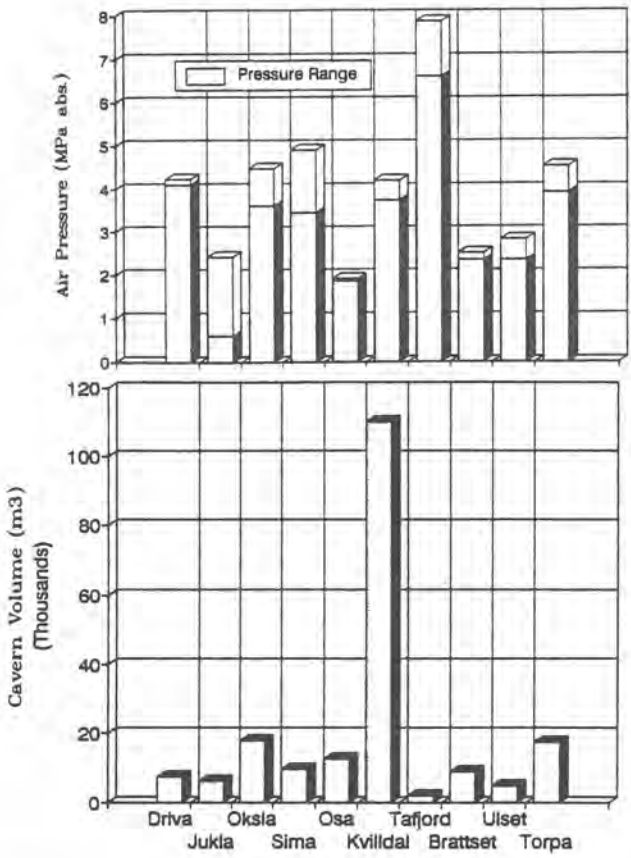
På tross av et stort antall utsprengte lager for LPG og trykkluft til gruveforsyning er det liten tvil om at det er de særegne luftputekamrene ved endel norske vannkraftverk som representerer den mest verdifulle erfaringen med tanke på lagring av gass under høye trykk. Dette er uberoende av om det gjelder lagring av naturgass eller lagring av luft i forbindelse med såkalte CAES (Compressed Air Energy Storage). Det er derfor hovedsaklig luftputekamrene, sammen med teoretiske beregninger, som danner grunnlag for de retningslinjer og den dimensjoneringsmetode som presenteres her.

Figur 1 viser et skjematisk snitt gjennom et kraftverk med luftputekammer. Kammeret fylles med luft ved hjelp av kompressor(er) til det er igjen en vannseng av foreskrevet dybde, vanligvis to til fem meter dyp. Siden kammeret står i kontakt med tilløpstunnelen bestemmes trykket i kammeret av høydeforskjellen mellom magasin og kammer.



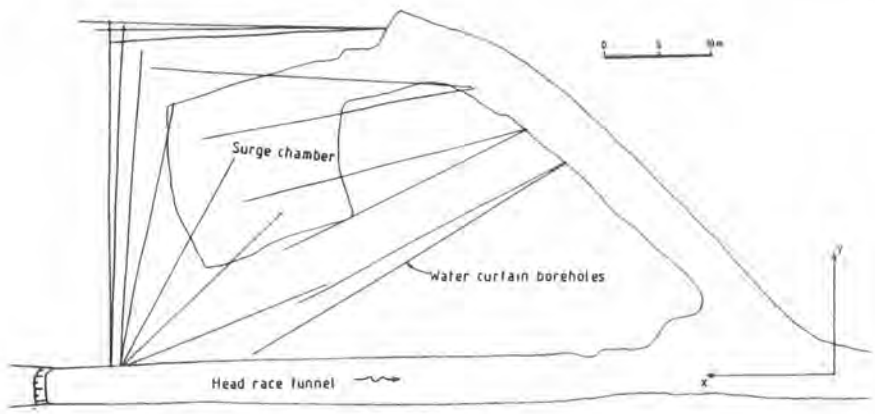
FIGUR 1 Prinsippskisse av kraftverk med luftputekammer.

Figur 2 gir en oversikt over trykk og kammervolum for samtlige luftputekammer. Kamrene er listet etter alder med Driva som det eldste og Torpa som det yngste, driftssatt henholdsvis i 1973 og 1989. Vi ser av figur 2 at hele seks kammer har trykk som overskrider 4 MPa. Det høyeste trykket har luftputa ved Tafjord med hele 7,7 MPa.



FIGUR 2 Luftputekamrenes trykk og volum.

Tre av kamrene er utstyrt med vanngardin: Kvilldal, Tafjord og Torpa. Vanngardingeometrien ved Kvilldal og Torpa er gjengitt i Goodall og Kjørholt [1989], mens geometrien ved Tafjord vises på figur 3.

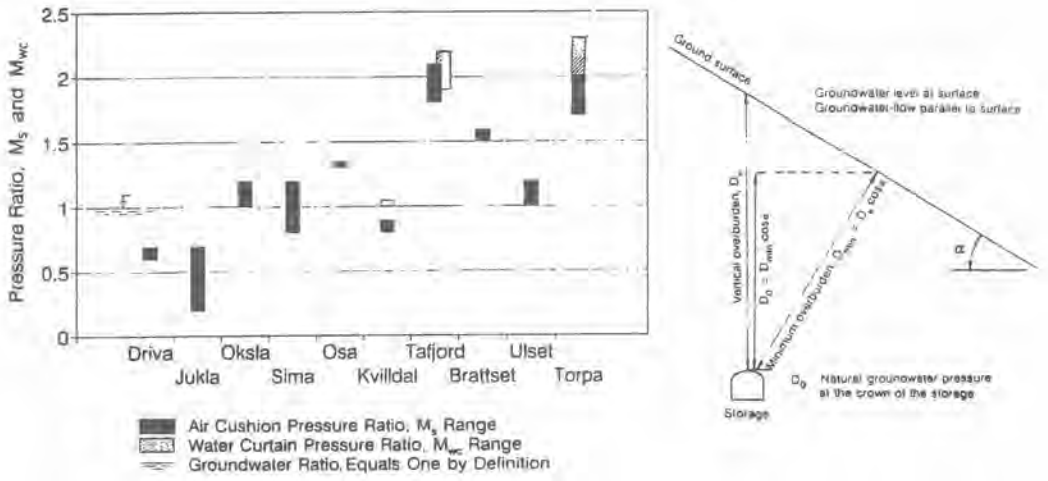


FIGUR 3 Tafjord luftputekammer med vanngardin.

Luftputekammeret ved Tafjord var, fra ferdigstillelse i 1982 til vanngardinen ble installert i 1990, ikke i drift på grunn av høy luftlekkasje. Det ble i denne perioden gjort forsøk på å redusere lekkasjen ved injeksjon, uten at dette bedret situasjonen. Vanngardinen viste seg derimot svært effektiv, med et vannforbruk i underkant av 1,0 l/s stanset den all luftlekkasje.

På figur 4 vises forholdet mellom kammertrykk (og vanngardintrykk) og naturlig grunnvannstrykk. Det naturlige grunnvannstrykket er beregnet under forutsetning av overflateparallell strømning som også vist på figur 4. (I tilnærmet horisontalt terreng, som ved Torpa, vil det naturlige grunnvannstrykket etter denne beregningsmetoden bli det hydrostatiske trykk svarende til overdekningen). Det er verd å merke seg på figur 4 at de fleste luftputekamrene har et høyere innvendig gasstrykk enn det naturlige grunnvannstrykk. De mest ekstreme i så måte er Tafjord og Torpa hvor trykkforholdet, M_s, er henholdsvis 2,1 og 2,0. Trykkforholdet for vanngardinene ved disse to anleggene, M_{wc}, er naturlig nok enda mer ekstremt, henholdsvis 2,2 og 2,3.

Som vi skal se er trykkforholdet (M_s) og lagerets geometri avgjørende for om et lager uten vanngardin vil lekke eller ei. Disse to parametrene vil også sammen med bergmassens permeabilitet og det absolutte lagertrykk ha betydning for hvor stor en eventuell lekkasje vil bli. Det vil også framgå av fortsettelsen at bruk av vanngardin har vist seg som en effektiv metode til å sikre seg mot uønsket lekkasje.



FIGUR 4 Trykkforhold for kammer og vanngardin M_s og M_{wc} er forholdet mellom henholdsvis kammertrykk og vanngardintrykk, og naturlig grunnvannstrykk D_g.

2 METODER FOR Å BEGRENSE LEKKASJEN GJENNOM BERGET

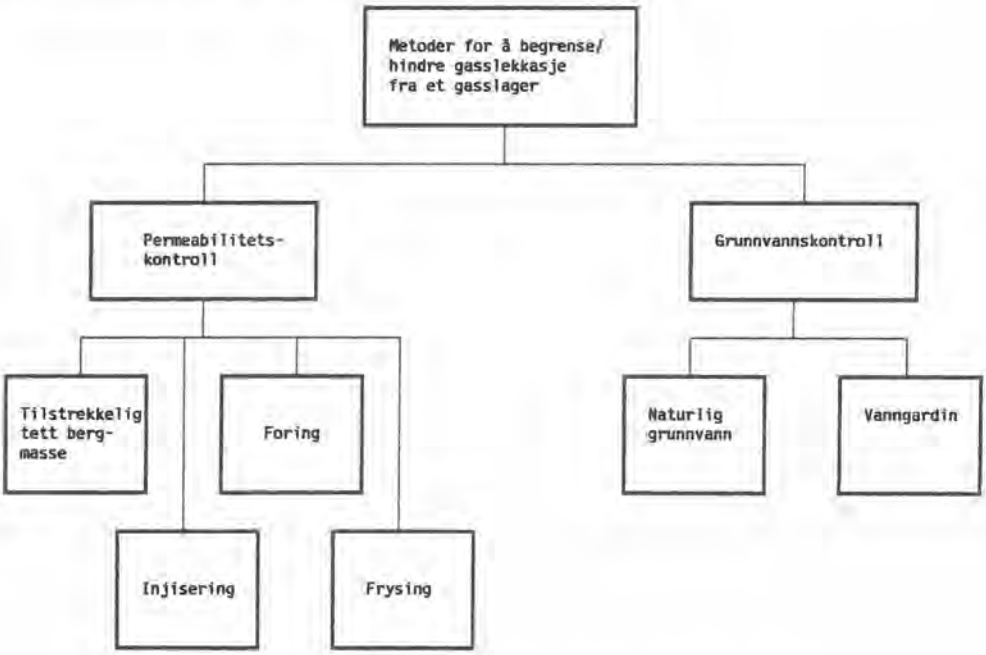
Figur 5 viser ulike alternativ for å begrense lekkasjen fra et gasslager. Det finnes to hovedprinsipp som her kalles henholdsvis permeabilitetskontroll og grunnvannskontroll.

Permeabilitetskontroll betyr at lekkasjen holdes på et akseptabelt nivå ved å sørge for en tilstrekkelig lav permeabilitet omkring lageret. Dette kan oppnås ved å lokalisere lageret i en tilstrekkelig tett bergmasse, ved injeksjon, ved foring eller ved å lagre ved så lav temperatur at det dannes en lavpermeabel frostsone omkring lageret.

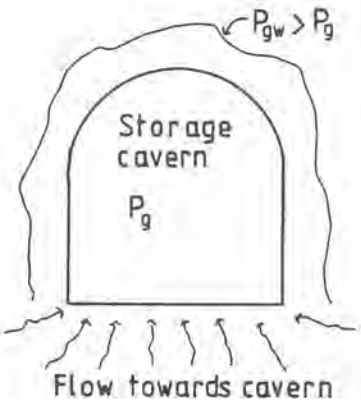
Grunnvannskontroll baserer seg på det forhold at tilstedeværelse av grunnvann i berget i større eller mindre grad hindrer gasslekkasje. Hvor effektivt grunnvannet er i så måte, avhenger av forholdet mellom det naturlige grunnvannstrykket og lagertrykket.

For fullstendig å unngå lekkasje ved hjelp av grunnvannskontroll er det nødvendig at grunnvannstrykket i alle oppadrettede sprekker som skjærer lageret på et eller annet sted overskrider lagertrykket. Lekkasje gjennom nedadrettede sprekker unngås dersom grunnvannet i disse har en positiv gradient inn mot lageret. Kriteriet er illustrert på figur 6. Selv om kriteriet for å unngå lekkasje er enkelt, er det klare utfordringer ved å anvende det i en oppsprukket (inhomogen) bergmasse.

Grunnvannskontroll kan enten baseres på det naturlige grunnvannstrykket, eller på et grunnvannstrykk som er kunstig hevet ved hjelp av en vanngardin.



FIGUR 5 Metoder for å begrense/hindre lekkasjer fra et gasslager.



FIGUR 6 Kriteriet for å oppnå tett lager ved grunnvanns-kontroll.

2.1 Permeabilitetskontroll

Den mest besnærende måten å oppnå tilstrekkelig tetthet for et gasslager er å plassere det i en tilstrekkelig tett bergmasse. Det er imidlertid slik at norske bergarter ikke er så tette at berget alene fullstendig kan hindre lekkasje. For lager der man kan tillate en viss lekkasje kan det derimot være mulig å finne en lokalitet der permeabiliteten er tilstrekkelig lav til at øvrige lekkasjehindrende tiltak er overflødige. Dette gjelder flere av luftpute-kamrene.

Det mest nærliggende tiltak for å redusere lekkasjen er å injisere i en sone omkring lageret. Man kan dog ikke tette berget fullstendig med injeksjon, bare redusere permea-biliteten i en viss grad. Erfaringer fra omfattende injeksjonsarbeider her i landet (Osa luftputekammer og Fjellinjen) viser at man typisk har oppnådd å redusere permeabiliteten fra $1 \cdot 10^{-14}$ m² til $1 \cdot 10^{-15}$ m², muligens noe mere. I disse tilfellene er det benyttet en kombinasjon av sement og kjemisk injeksjon.

Full tetthet kan oppnås ved å fore lageret. I Grängesberg i Sverige er det utført forsøk med foring av tre små kammer, hvert på 125 m³ (Lindbo, Sandstedt og Karlsson [1989]). I det ene som er foret med 6 mm tykke sammensveiste stålplater er det foretatt vellykket prøvetrykking til over 30 MPa, dette med en fjell-overdekning på kun 50 m. Ved de to øvrige, som var planlagt foret med henholdsvis plast og 0,4 mm tykke rustfrie stålplater, har man foreløpig ikke lykkes med å få etablert en tett foring.

Med "frysing" menes lagring ved så lav temperatur at det dannes en frostsone omkring lageret. Tanken er at permeabiliteten i frostsonen vil ligge betydelig under permeabiliteten i ufrosset berg. Tester i borhull i en 20 m tykk frostsone omkring et fryselager for mat i Ladehammeren i Trondheim har vist lovende resultater i så måte. Permeabiliteten i frost-sonen ble målt til $1 \cdot 10^{-21}$ til $1 \cdot 10^{-19}$ m², mens den ufrosne bergmassen omkring har permeabilitet på over $1 \cdot 10^{-16}$ m². For de fleste praktiske formål vil en bergmasse med permeabilitet som målt i frostsonen kunne betraktes som tett.

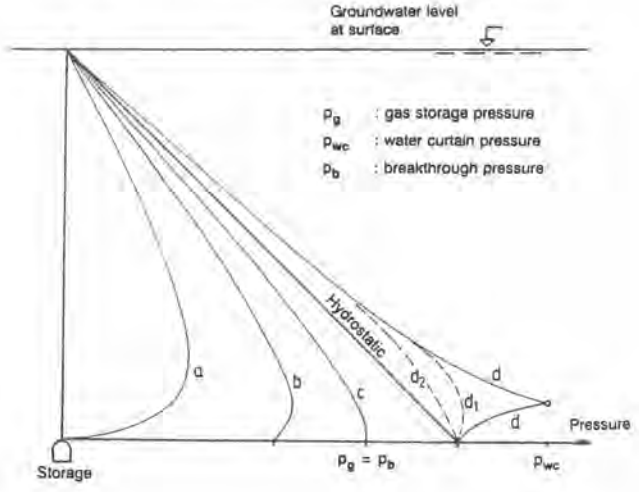
Lagring under frysepunktet synes spesielt interessant for lagring av naturgass. For det første øker lagerets spesifikk lagringskapasitet tildels dramatisk når temperaturen senkes, for det andre reduseres problemene med hydratdannelse og tilførsel av vanndamp til gassen. I tillegg er det altså grunn til å anta at frostsonen vil være en effektiv hindring mot lekkasje, slik at man ved å kombinere frostsone og utenforliggende vanngardin får et konsept med to lekkasje-barrierer (såkalt dobbelt-barriere konsept).

2.2 Grunnvannskontroll

Figur 7 viser grunnvannstrykkets fordeling langs en vertikal linje mellom hengen i et lager og terrengoverflaten. Trykkfordelingen er illustrert for ulike lagertrykk under forutsetning av homogen og isotrop permeabilitet og grunnvannsspeil i terrengnivå.

I henhold til tetthetskriteriet (figur 6) hindres lekkasje så sant grunnvannstrykket øker ut fra lageret. Dette er tilfellet både ved atmosfæretrykk og halvt hydrostatisk trykk i lageret, som illustrert med trykkfordelingene a og b på figur 7. Trykkfordelingen c viser situasjonen der lagertrykket er lik det såkalte gjennombruddstrykket p_b (det maksimale trykket som er mulig uten at lageret lekker). Det karakteristiske for denne situasjonen er at trykk-kurven skjærer kammerhengen med en vertikal tangent. Man kan merke seg at gjennombruddstrykket ligger godt under hydrostatisk trykk.

For å oppnå et tett lager for trykk som ligger over p_b er det nødvendig å styrke grunnvannstrykket kunstig ved hjelp av en vanngardin. Den heltrukne kurven d på figur 7 representerer poretrykksfordelingen langs en vertikal som skjærer et vanngardinborhull med trykk p_{wc} (lagertrykket er i dette eksempelet valgt lik hydrostatisk trykk). Det to stiplede kurvene d_1 og d_2 representerer to mulige trykkfordelinger i det mest kritiske snitt mellom to vanngardinhull. Trykkfordelingen d_1 viser økende trykk ut fra lageret, og indikerer derved at lageret ikke lekker, altså en vellykket vanngardin. Fordelingen d_2 derimot viser et monotont avtagende trykk hele vegen opp til overflaten, hvilket tilsier at lageret lekker. For å oppnå et tett lager i dette tilfellet kan man øke vanngardintrykket, redusere lagertrykket eller bore en tettere gardin.

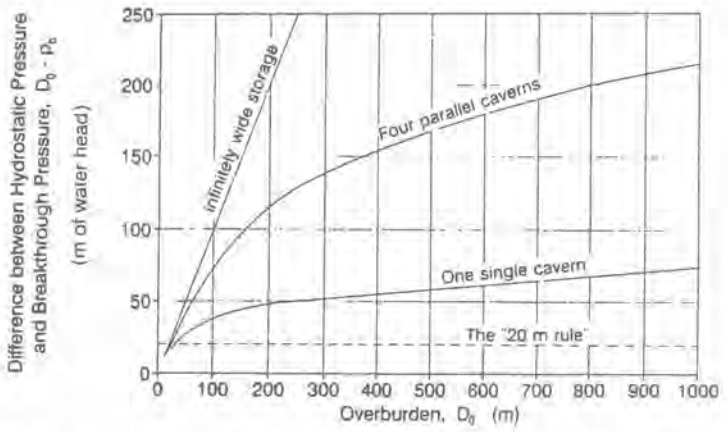


FIGUR 7 Grunnvannstrykkets fordeling mellom lager og terregnoverflate som funksjon av lagertrykk.

Ved bruk av vanngardin har man vært i stand til å oppnå tette lager med lagertrykk helt opp i to ganger hydrostatisk trykk (se Tafjord og Torpa på figur 4). Et lager der tettheten kun baseres på naturlig grunnvannstrykk må derimot operere med lagertrykk som ligger klart under det hydrostatiske (ref figur 7), hvor langt under vil være geometribestemt. Jo mer et lager sprer seg i bredden (for eksempel flere haller ved siden av hverandre) jo lavere blir det teoretiske gjennombruddstrykket. Dette er vist i figur 8.

Det er i dag ingen klare regler for hvordan et tett gasslager skal bygges, men Direktoratet for Brann og Eksplosjonsvern (DBE) har for olje og LPG-lager benyttet en forvaltningspraksis som sier at det hydrostatiske grunnvannstrykket i nivå med kammerhengen skal overstige kammertrykket med 20 m vannsøyle. Denne "20 m regelen" stammer visstnok fra bygging av oljelager i slutten av 1960-åra. Som vi ser av figur 8 gir den rimelige verdier for slike grundtliggende anlegg med lave trykk. Men figuren viser også at det ikke er riktig å opphøye denne regelen til å ha gyldighet for trykk utover det som er vanlig i et oljelager, i slike tilfeller må man forvente at lageret vil lekke.

Resultatene i figur 7 og 8 er utledet under forutsetning av homogen bergmasse og stasjonær strømningstilstand. I den virkelige verden er det alltid et større eller mindre avvik fra dette. La oss derfor se på hvilken betydning det kan ha for gjennombruddstrykket i et lager uten vanngardin.

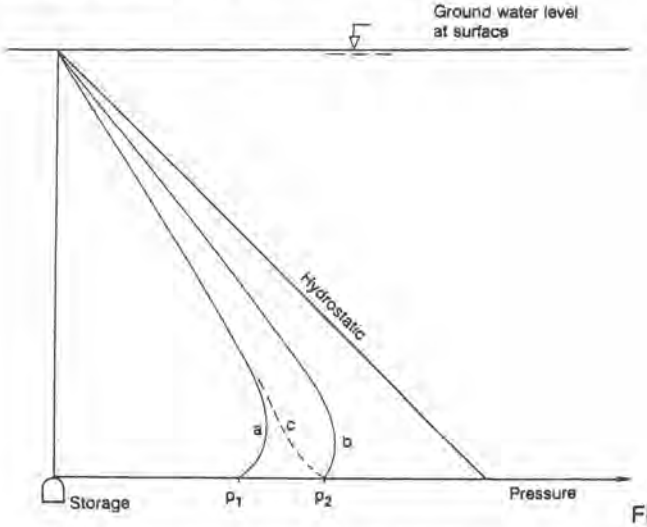


FIGUR 8 Teoretisk grense for å unngå lekkasje fra et lager der tettheten baseres på det naturlige grunnvannstrykk.

I tilfellet av inhomogenitet kan dette slå begge veier. Men tillater vi oss å forutsette en lavpermeabel injeksjons-sone omkring lageret (eventuelt en naturlig avtagende permeabilitet med dypet) vil dette bevirke til å heve gjennombruddstrykket. Hvor mye dette heves beror på kontrasten mellom permeabiliteten i sonen og den utenforliggende bergmasse. Øvre grense for gjennombruddstrykket vil allikevel (så sant man ikke har en betydelig kapilær-effekt i sprekkene) være begrenset oppad til det hydrostatiske trykket.

På den andre siden vil ikke-stasjonære forhold kunne redusere gjennombruddstrykket. Betrakter vi figur 9 så ser vi at under stasjonære forhold vil lageret være tett både for trykk p_1 og p_2 . Men dersom vi nå øker trykket raskt (raskt i forhold til poretrykksresponsen i berget) fra p_1 til p_2 kan poretrykksfordelingen bli som indikert med den stiplede kurven c, som jo tillater at det utvikler seg lekkasje.

På bakgrunn av det som er presentert ovenfor fremgår det at et lager som ikke tillates å lekke, må legges på et uforholdsmessig stort dyp dersom tettheten skal ivaretas av det naturlige grunnvannet. Bergets kapasitet vil bli lite utnyttet i et slikt tilfelle, samtidig som man ikke har noen god metode for å gjenvinne tetthet dersom en lekkasje først har startet. Som vi skal se tilsier erfaringene at bruk av vanngardin både kan gi god utnyttelse av bergets kapasitet og god kontroll med grunnvannstrykket.



Curve a: Vertical pressure distribution under stationary condition at storage pressure p_1
Curve b: Vertical pressure distribution under stationary condition at storage pressure p_2
Curve c: Unstationary pressure distribution after a rapid increase in storage pressure from p_1 to p_2

FIGUR 9 Mulig effekt av rask trykkøkning i et lager der tetthe-ten baseres på det naturlige grunnvannstrykket.

3 DIMENSJONERING AV VANNGARDINER

3.1 Generelle betraktninger

En vanngardin er karakterisert ved:

- Avstanden mellom borhullene
- Avstanden til lageret
- Vanngardinens utbredelse
- Trykket (eller potensialet) i vanngardina i forhold til lagertrykket (potensialet)

De faktorene som i størst grad er bestemmende for en vanngardins design er: Kravet til tetthet, lagerets geometri og forholdet mellom lagertrykk, naturlig grunnvannstrykk og overdekning.

Av øvrige faktorer som kan spille en rolle er:

- Tilgjengelige angrepssted for boring av vanngardinen
- Øvre grense for trykk i vanngardinen ut fra faren for hydraulisk jekking
- Spenningssituasjonen nær kammeret
- Økonomiske forhold som vedrører bygging og drift
- Begrensninger i vannforbruk eller restriksjoner på innstrømningen til lageret
- Begrensninger i borhullslengde
- Borhulls-avvik
- Bergets oppsprekkningsmønster

Å designe vanngardiner er ingen eksakt disiplin. Den mest hensiktsmessige fremgangsmåten må være å basere seg på en kombinasjon av erfaring fra eksisterende anlegg, idealiserte teoretiske beregninger og hydrauliske tester utført på det aktuelle sted.

3.2 Teoretiske betraktninger

Vi skal her se nærmere på hvordan man kan bestemme nødvendig vanngardin-overtrykk for å oppnå fullstendig tetthet, avhengig av lagertrykk og geometrien til vanngardin og lager. Det nødvendige vanngardin-overtrykket, Δp_{wc}, er definert som den minste differansen mellom vanngardintrykk, p_{wc}, og lagertrykket p_g som fullstendig hindrer lekkasje. Vanngardintrykket referer seg til trykket i den delen av gardina som ligger over lageret (der vanngardintrykket er lavest).

Δp_{wc} kan beregnes som:

$$\Delta p_{wc} = \Delta p_{slot} + \Delta p_{\Delta L} + \Delta p_{exp} \qquad (1)$$

der,

Δp_{slot} : Nødvendig vanngardin-overtrykk i en vanngardin utformet som en kontinuerlig spalt (det vil si ingen avstand mellom de enkelte vanngardinhullene). Bergmassen forutsettes hydraulisk sett å være homogen og isotrop.

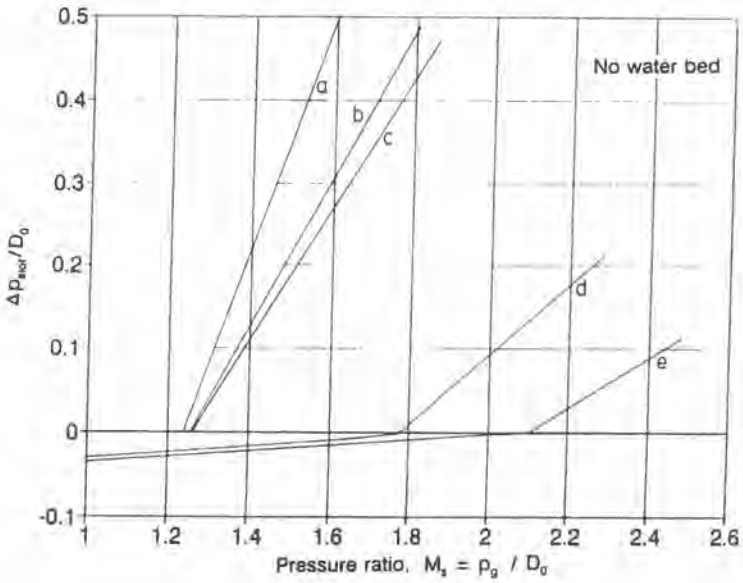
$\Delta p_{\Delta L}$: Nødvendig økning av overtrykket ved at den kontinuerlige vanngardin-spalten erstattes av enkeltborhull med innbyrdes avstand ΔL.

Δp_{exp} : Nødvendig justering av overtrykket for å tilpasse dette til erfaringsdata. Δp_{exp} kompenserer hovedsaklig for effekten av bergmassens inhomogenitet og anisotropi, kapilaritet, og det at lekkasjekriteriet kan antas å være noe konservativt.

Å bestemme Δp_{slot} og $\Delta p_{\Delta L}$ er en simpel beregningsoppgave som kan utføres ved hjelp av et standard program for stasjonær strømning i porøse media. Normalt vil man oppnå

tilstrekkelig nøyaktighet med todimensjonale (eventuelt aksesymmetriske) beregninger. Dersom man ønsker spesielt god nøyaktighet eller av andre årsaker velger en tredimensjonal beregning vil man få ut den samlede effekten av Δp_{slot} og $\Delta p_{\Delta L}$ direkte.

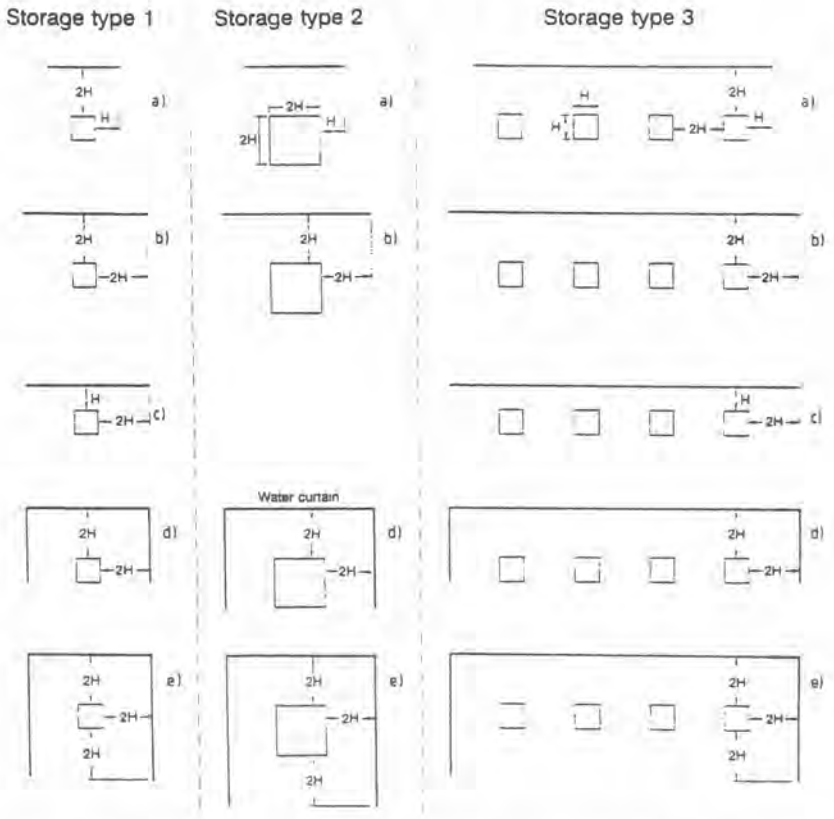
For å gi enkle direktiv for hvordan en vanngardin bør utformes er det utført endel basisberegninger for bestemmelse av Δp_{slot} og $\Delta p_{\Delta L}$. Figur 10 viser et dimensjonsløst diagram for beregning av Δp_{slot} som funksjon av M_s (forholdet mellom lagertrykk og naturlig grunnvannstrykk (overdekning)) for geometri 1 på figur 11. Kurvene a til e på figur 10 refererer til de fem ulike vanngardinalternativ med samme benevnelse på figur 11. I Kjørholt [1991] finnes tilsvarende kurvesett også for geometri 2 og 3, både for tilfellet med og uten vannseng i lageret.



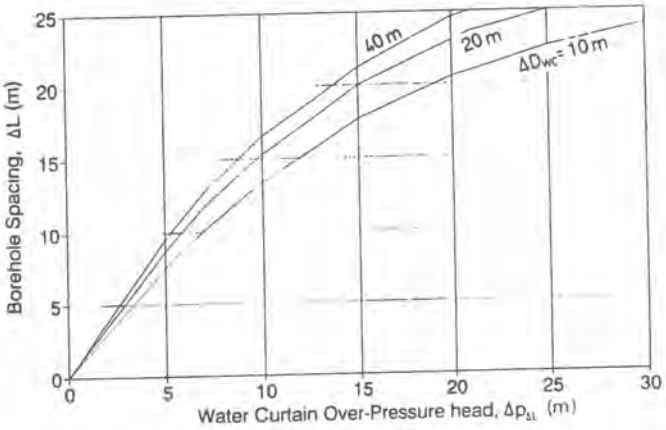
FIGUR 10 Δp_{slot} som funksjon av trykkforholdet M_s og vanngardin-geometri for lager type 1 på figur 11.

Figur 12 viser $\Delta p_{\Delta L}$ som funksjon av avstanden mellom borhullene, ΔL, og avstanden mellom borhull og gardin, ΔD_{wc}. Resultatene i figur 12 er fremkommet under forutsetning av $M_s = 2{,}0$ og $\Delta p_{slot} = 0$.

Siden det ikke finnes noen god metode for å bestemme Δp_{exp} teoretisk, må denne parameteren baseres på erfaring fra eksisterende anlegg med vanngardin. For at erfaringene skal være relevante er det også nødvendig at det er foretatt eksperimenter ved disse anleggene som klarlegger ved hvilket vanngardin-overtrykk lageret begynner å lekke. Slike forsøk er kun utført ved de tre luftputekamrene med vanngardin (Kvilldal, Tafjord og Torpa), samt i forbindelse med en småskala test i Stripa i Sverige (kammeret var her en 20 m lang seksjon av et 6" borhull, mens vanngardina bestod av en krans av seks parallelle borhull i en avstand av 2,0 m fra "kammeret").



FIGUR 11 Ulike kombinasjoner av lager- og vanngardingeometri undersøkt i Kjørholt [1991].



FIGUR 12 $\Delta p_{\Delta L}$ som funksjon av borhullsavstand i vanngardinen ΔL, og avstand mellom vanngardin og lager ΔD_{wc}. ($M_s \approx 2{,}0$ og $\Delta p_{slot} = 0$ er forutsatt)

Tilbakeregning fra tester utført ved de tre luftputekamrene nevnt ovenfor viser Δp_{exp}-verdier som er nær null, eller til og med svakt negative (se Kjørholt [1991] for mer detaljert dokumentasjon).

Gjør man en tilsvarende tilbakeregning for borhullstesten i Stripa viser det seg at man ender opp med Δp_{exp} = 35 mVs, hvilket er klart høyere enn for luftputekamrene. Sammenligning viser at karakteristiske parametere som oppsprekkingsgrad, antall sprekkesett og permeabilitet i Stripa ikke skiller seg ut fra det som dekkes av de tre luftputekamrene. Den mest nærliggende forklaringen på forskjellen i Δp_{exp}-verdi er derfor den ulike størrelse på anleggene. Det synes altså som om berget, hydraulisk sett, oppfører seg mer homogent for anlegg på størrelse med et luftputekammer enn for borhullsforsøket. Dette stemmer også kvalitativt bra overens med hva som hevdes for eksempel i Gustafson [1986].

3.3 Praktisk vanngardin-design

Vanngardinens utbredelse

Det foreslås som en praktisk dimensjoneringsregel å velge en utbredelse som gir $\Delta p_{slot} \approx 0$. På planstadiet vil utbredelsen som tilfredsstiller dette kriteriet med tilstrekkelig nøyaktighet kunne bestemmes ved hjelp av diagram av typen som er vist på figur 10. Velger man en vanngardin som omspenner hele lageret vil Δp_{slot} alltid være lik eller noe mindre enn null.

Overtrykk i vanngardina

Vanngardin-overtrykket, Δp_{wc}, er ifølge ligning 1 definert som summen av Δp_{slot}, $\Delta p_{\Delta L}$ og Δp_{exp}. Siden Δp_{slot} er valgt lik null og erfaring indikerer $\Delta p_{exp} = 0$ som en rimelig tilnærming, er det fullt og helt borhullsavstanden, $\Delta p_{\Delta L}$, som bestemmer overtrykket. Størrelsen av $\Delta p_{\Delta L}$ kan enten stipuleres på bakgrunn av diagram av typen som vist på figur 12, eller ved egne beregninger.

Slik Δp_{wc} er definert er dette det overtrykket som trengs for akkurat å unngå lekkasje. I praksis vil man måtte legge til en sikkerhetsmargin, forslagsvis på fra 0,2 til 0,5 MPa.

Øvre grense for vanngardintrykk

Vanngardintrykket begrenses oppad av risikoen for hydraulisk jekking. Jekketrykket kan estimeres med ulike teknikker: Numeriske beregninger, tommelfinger-regler, spenningsmålinger og hydrauliske målinger. Det har vist seg at disse teknikkene ikke nødvendigvis gir et entydig og korrekt svar på hva som er bergets kapasitet. Siden en optimal kombinasjon av trykk og overdekning kan være avgjørende for økonomien i et lagerprosjekt, er det viktig å være istand til å forutsi bergets kapasitet med størst mulig presisjon.

Likheten mellom hydraulisk jekking i borhull og en antatt bruddmekanisme i en vanngardin er påfallende, men det finnes flere eksempler på at denne metoden undervurderer berget. Vi tror imidlertid at det skal la seg gjøre å utvikle denne teknikken videre i retning av å bli mer nøyaktig. Forsøk på en slik utvikling er igang ved SINTEF.

Avstand mellom borhull

Motivasjonen for å velge stor avstand mellom vanngardinhullene er primært reduserte borekostnader. Som argumenter for et tett bormønster kan anføres:

- Redusert vanngardin-overtrykk, og derved høyere tillatt lagertrykk (eventuelt lageret plassert grunnere).
- Teoretisk sett et noe lavere vannforbruk i gardinen, og derved også lavere innstrømning til kammeret.
- Redusert sannsynlighet for at det kan finnes lekkasjeveier mellom vanngardinhullene som vanngardinen ikke klarer å ta hånd om.

Borhullsavstanden må vurderes ut fra økonomi og krav til tetthet i hvert enkelt tilfelle. Når så vanngardinen er boret utføres hydrauliske tester (såkalte effektivitets- eller influenstester) til å kartlegge den hydrauliske kontakt mellom borhullene. Slike tester vil danne grunnlaget for å avgjøre om det finnes områder der den hydrauliske kommunikasjonen er så dårlig at det er behov for å bore tilleggshull.

Borhullsretning
Det er vesentlig å oppnå god hydraulisk kontakt mellom vanngardin og permeable sprekker og soner. Intuitivt medfører dette at vinkelen mellom borhull og de mest permeable sprekkesett ikke må bli for liten. På denne måten sikres et forholdsvis stort antall skjæringer slik at de hydraulisk sett dominerende sprekker mates mest mulig direkte.

Når det gjelder erfaring på dette området synes den å fortelle at borhullsretningen i bunn og grunn ikke spiller noen avgjørende rolle. Ved både Kvilldal og Torpa luftputekammer består gardina av hull i "alle" retninger uten at dette kan sies å ha negativ innvirkning på funksjonen.

Avstand mellom lager og vanngardin
Den optimale avstanden mellom lager og vanngardin er et kompromiss mellom motstridende forhold. På den ene siden bør ikke avstanden være for liten med tanke på faren for hydraulisk kortslutning mellom gardin og lager. En viss minsteavstand er også nødvendig for å få distribuert effekten av vanngardina til samtlige lekkasjekanaler mellom borhullene.

På den andre siden reduseres det tillatte lagertrykket når avstanden øker, eventuelt at lageret tvinges til et tilsvarende større dyp. Utfordringen er derfor å finne balansen mellom den ekstra kostnad ved å øke avstanden, og risikoen ved å redusere den. Faktorer som må vurderes i denne sammenheng er:

- Den sprengningspåkjente sone
- Sonen med mulige "åpne" sprekker på grunn av spenningsomlagring omkring lageret
- Lengden av bolter
- Forventet borhulls-avvik
- Avstanden mellom borhullene

Sonen som (i et makroskopisk perspektiv) påvirkes av sprengningen er vanligvis ikke mer enn to meter tykk. Den spenningsinfluerte sonen omkring et kammer er ifølge St. Venant's prinsipp, eller Kirch' teori for sirkulære åpninger, av samme størrelse som kammerets diameter. Dette bekreftes i stor grad av feltmålinger, den målte effekten er imidlertid liten når man beveger seg mer enn halve diameteren inn i berget (Myrvang [1990]).

I den spenningsinfluerte sonen kan redusert normalkraft og økt skjærkraft føre til skjærbevegelser og i tilfellet av strekkspenning også direkte åpning av sprekker. Slike bevegel-

ser vil øke den hydrauliske konduktiviteten dramatisk. Makurat mfl. [1990] rapporterer at "Small amounts of shear displacements are enough to dilate joints in hard rocks and cause joint conductivity increases by as much as two orders of magnitude". En vanngardin må følgelig ligge utenfor sonen hvor slike bevegelser kan forekomme. Beregningsprogram som er istand til å simulere oppførselen til en oppsprukket bergmasse (for eksempel versjoner av programmet UDEC) vil være hensiktsmessige til denne type vurderinger.

Bolter for sikring av gasslagere bør støpes inn i hele sin lengde. På tross av dette må man anse boltehullene som mulige lekkasjekanaler. Vanngardinen må derfor ligge utenfor boltesonen.

Størrelsen på borhullsavvik avhenger av borhullslengde, borutstyr, bergets egenskaper og mannskapets erfaring og motivasjon. Erfaringene fra de tre luftputekamrene med vanngardin viser:

Kvilldal : Slagboring, diameter 50 mm, hull-lengde 43 - 69 m. Ingen spesielle tiltak for å begrense avviket. Midlere avvik i hullbunn 13,5 m, maksimalt avvik 38 m.

Tafjord : Kjerneboring, diameter 56 mm, hull-lengde 30 - 42 m. Ingen spesielle tiltak for å begrense avviket. Midlere avvik i hullbunn 0,85 m, maksimalt avvik 1,9 m.

Torpa : Slagboring, diameter 64 mm, hull-lengde 45 - 70 m. Styrehylser benyttet for a begrense avviket. Midlere avvik i hullbunn 3,3 m, maksimalt avvik 10 m.

Avstanden (ΔD_{wc}) mellom kammer og gardin ved eksisterende lager ligger typisk i området 10 til 25 m. Ved Tafjord og Torpa kommer avstanden enkelte steder helt ned i 6 m.

Følgende fremgangsmåte foreslås for beregning av minste anbefalte avstand mellom lager og vanngardin, ΔD_{wc}:

$$\Delta D_{wc} = \Delta D_{inf} + \Delta D_{dev} + \Delta D_{dist} \qquad (2)$$

der,

ΔD_{inf} : Tykkelsen av sonen omkring lageret der permeabiliteten er påvirket av lageret. ΔD_{inf} settes lik maksimalverdien av følgende faktorer: Tykkelsen av sprengningspåvirket sone, lengden av innstøpte bolter eller sonen med spenningspåvirket permeabilitet. Dersom det ikke er foretatt egen beregning for å kartlegge spenningspåvirket sone, foreslås det å sette denne lik halve kammer-"diameteren".

ΔD_{dev} : Effekten av borhullsavvik. ΔD_{dev} settes lik midlere forventede avvik i hullbunnen.

ΔD_{dist} : Sikkerhetsmargin som skal sikre at effekten av vanngardinen spres til alle potensielle lekkasjekanaler. ΔD_{dist} foreslås valgt lik halve borhullsavstanden.

Ved å følge denne fremgangsmåten vil minimumsavstanden, ΔD_{wc}, bli fra 10 til 30 m avhengig av kammertverrsnittet. Foregår lagringen ved temperatur under 0°C kan det være nødvendig å øke minimumsavstanden for å unngå at vanngardinen etter en tid fryser til.

Sikkerhet mot svikt
Vanngardin-svikt som fører til lekkasje vil alltid medføre et økonomisk tap. Avhengig av hvilken gass som lagres kan lekkasjen også skape miljøproblemer og risiko for brann- og eksplosjon.

Svikt i en vanngardin kan skyldes:

- Feil i design eller utførelse
- Langtids-effekter av mekanisk, kjemisk eller biologisk art
- Driftsforstyrrelser

Svakheter ved design eller utførelse kan føre til begrensede lekkasjer gjennom eller utenfor gardinen. Grundig testing av gardinen under bygging vil minimalisere risikoen for denne type problemer. Skulle lageret allikevel lekke vil det normalt være mulig å få det tett ved å øke vanngardintrykket og/eller redusere lagertrykket.

Med langtidseffekter menes i første rekke muligheten for at kontakten mellom vanngardin-hullene og sprekkene sakte men sikkert tettes til slik at falltapet nær hullveggen øker (og trykket mellom hullene synker). Grunnvannstrykket kan da med tiden reduseres til under den verdien som kreves for å opprettholde tetthet. En annen mulig langtidseffekt er utvasking, som vil gi økende vannforbruk.

Langtids erfaringer begrenser seg til to LPG-lagere fra 1977 (ÖEF i Sverige og Rafnes i Norge). Ved begge disse benyttes i hovedsak ubehandlet vann av drikkevannskvalitet til vanngardinen. I begge tilfellene er det registrert tidels markert nedgang i vannforbruk siden driftsstart. Ved Rafnes bekrefter piezometere mellom kammer og vanngardin at grunn-vannstrykket også er redusert (Johansen og Madsen [1989]), men det er fremdeles en solid sikkerhetsmargin mot lekkasje.

Det er minst tre forhold som kan føre til suksessiv igjentetting: Partikler i vanngardin-vannet, kjemisk utfelling og bakterievekst. I Andersson mfl [1989] diskuteres former for vannbehandling som kan redusere problemet. I et tilfelle der vanngardinen mellom to oljehaller ble tettet til av bakterier, rapporteres det at høytrykks-spyling av hullene re-etablerte gardinen (Barbo og Danielsen [1980]).

Driftsforstyrrelser, den tredje årsaken til vanngardinsvikt, henspeiler på problemer med vannforsyningen til gardinen. Typisk for denne kategori er svikt i pumper, rørledninger, elektrisitetsforsyning og feil på overvåkingssystemet. På dette området kan man oppnå den grad av sikkerhet som anses nødvendig gjennom å bygge inn reservesystemer.

4 ERFARING FRA LUFTPUTEKAMRENE

4.1 Vanngardin-tettede luftputer

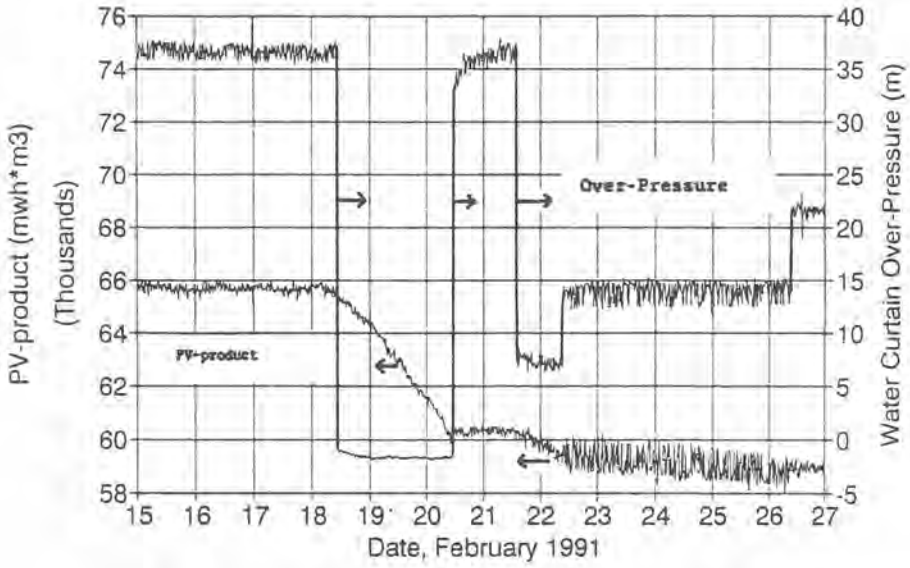
Som allerede nevnt er det utført forsøk med vanngardinene på Kvilldal, Tafjord og Torpa. Forsøkene har i tillegg til å undersøke ved hvilket vanngardin-overtrykk luftputekammeret begynner å lekke, også hatt som mål å finne ut hvor raskt lekkasjen utvikler seg, hvordan den avhenger av vanngardin-overtrykket, og hvor effektivt den reduseres/elimineres når vanngardin-overtrykket igjen heves.

Ved alle tre anleggene er det funnet at når overtrykket underskrider en viss grense, så oppstår det lekkasje. Lekkasjen øker etter som overtrykket reduseres videre, til den når sin maksimalverdi med vanngardinen helt avslått. Når overtrykket heves igjen avtar lekkasjen etter samme forløp. Det er altså ikke påvist noen utpreget hysterese-effekt.

På figur 13 er en testsekvens fra luftputekammeret ved Tafjord gjengitt. Den ene (øverste) kurven representerer vanngardin-overtrykket, den andre (nederste) representerer mengden av luft i kammeret (PV-produktet). Kammertrykket er 7,6 MPa.

Til å begynne med ligger vanngardin-overtrykket på 35 m, det er da ingen registrerbar endring i luftmengden (ingen lekkasje). Den 19. februar stoppes så vanngardinpumpen og holdes avslått i to døgn. Vi ser at lekkasjen (som er representert ved helningen på kurven som angir PV-produktet) raskt utvikler seg til en konstant verdi (125 Nm^3/h). Når vanngardinpumpen så startes igjen forsvinner samtidig lekkasjen. Ved en ny reduksjon i overtrykk til 7 mVs fåes på tilsvarende vis en lekkasje på 60 Nm^3/h. En påfølgende økning av overtrykket til 13 mVs reduserer lekkasjen til i underkant av 5 Nm^3/h.

Tiden det tar å utvikle en lekkasje har vist seg å være svært forskjellig. På Torpa, og i Tafjord (figur 13) er lekkasjen fullt utviklet i løpet av noen timer, mens erfaringen fra Kvilldal er at det tar omlag et år å nå stasjonære forhold (se for eksempel Goodall og Kjørholt [1989]). Som et forsøk på forklaring kan man fastslå at Tafjord og Torpa har høyt lufttrykk i forhold til minste overdekning og naturlig grunnvannstrykk, på Tafjord skjer dessuten det meste av lekkasjen langs en klart definert sprekk. På Kvilldal er overdekningen større i forhold til trykket, og det er også vanskelig å utpeke klare lekkasjesprekker.



FIGUR 13 Figuren viser lekkasjeresponsen ved Tafjord luftputekammer som svar på endringer i vanngardinovertrykk.

Ved alle tre anleggene er det registrert at lekkasjen opphører "umiddelbart" etter at vanngardintrykket er hevet til sin designverdi. I uttrykket "umiddelbart" ligger det at tidsresponsen er så rask at den ikke kan skilles ut med den målenøyaktighet som benyttes (jfr figur 13).

4.2 Luftputer uten vanngardin

Med henvisning til figur 4 ser vi at luftputekamrene Driva og Jukla har spesielt lavt lufttrykk sammenlignet med naturlig grunnvannstrykk ($M_s \leq 0,7$). Det er derfor ikke spesielt overraskende at disse to er funnet å være tette. Mer overraskende er at det ikke kan registreres lekkasje fra kammeret ved Ulset der trykket i luftputa faktisk overstiger grunnvannstrykket. Forklaringen her må være at permeabiliteten er så lav at lekkasjen ikke er registrerbar innenfor målenøyaktigheten, eller at sprekkene er så tynne at kapilærtrykket gir et signifikant bidrag. Permeabiliteten ved Ulset er dessverre ikke målt.

Ved Oksla registreres en svært lav lekkasje, kun 4%/år. Den samme årlige lekkasjen registreres også ved Sima når kammertrykket er på det høyeste ($M_s \approx 1,2$). Med lavt trykk ($M_s \approx 0,8$) registreres derimot ingen lekkasje. Av luftputekamrene har Sima og Oksla den laveste målte permeabilitet, mellom 10^{-17} og 10^{-18} m².

Kvilldals plassering i figur 4 skulle tilsi at heller ikke denne burde lekke uten vanngardin. Erfaringene viser noe annet, nemlig et årlig lekkasjetap på over 60%. Forklaringen er nok at det naturlige grunnvannstrykket er adskillig lavere enn den teoretiske verdien som framkommer i figur 4. Årsaken til dette antas å være at en nærliggende svakhetssone virker drenerende.

De fire gjenværende luftputene, Osa, Tafjord (uten vanngardin), Brattset og Torpa (uten vanngardin), lekker alle sammen hvilket også er høyst forventet på grunn av høy M_s-verdi.

Det er for Torpa foretatt en sammenligning av målt lekkasje uten vanngardinen i drift, og teoretiske verdier beregnet på bakgrunn av målt permeabilitet og vannforbruket i vanngardinen. Permeabilitetsmålingene ved Torpa er langt mer omfattende enn ved de øvrige luftputene, tilsammen er det utført over 400 målinger i sonderhull. Sammenligningen har gitt følgende resultat for forventet lekkasje basert på henholdsvis:

- geometrisk middel av perm.-målingene: 2700 - 7560 Nm³/h
- aritmetrisk middel av perm.-målingene: 500 - 1400 Nm³/h
- vannforbruk i vanngardin: 500 - 1400 Nm³/h

Det første verdien gjelder for en to-dimensjonal lekkasjemodell (lekkasjen foregår langs et antall av parallell sprekker uten innbyrdes kommunikasjon), den siste verdien gjelder en tre-dimensjonal modell. Den virkelige lekkasjen er målt til 400 Nm³/h.

Fra resultatene kan man merke seg at beregningen på bakgrunn av det geometrisk middel av permeabilitetsmålingene gir samme resultat som å basere seg på vannforbruket i vanngardina, og at dette ligger mer enn en faktor fem under det aritmetriske middelet. Den målte verdien (fasiten) er enda lavere enn de mest optimistiske anslagene. Dette kan forklares ved at det er utført injeksjon omkring kammeret etter at permeabilitetsmålingene er utført, og at denne injeksjonssonen ikke har nevneverdig betydning for vannforbruket i vanngardinen da beregningsmessig kun 10% av vannet går i retning kammeret.

Resultatene ovenfor antyder at det geometriske middelet av permeabilitetsmålingene beskriver bergmassens midlere permeabilitet bedre enn det aritmetriske. Dette støttes også av for eksempel Gustafson [1986] som i sine vurderinger tar utgangspunkt i at sprekkeåpningene er log-normalfordelte.

5 KONKLUSJONER

Erfaringene med bruk av vanngardin tilsier at dette er en effektiv metode for å unngå at et gasslager vil lekke. Vanngardiner har vist seg effektive selv når lagertrykket overstiger det hydrostatiske grunnvannstrykket med en faktor 2. Erfaringene viser også at vanngardiner kan designes etter en forholdsvis enkel teoretisk metode. For å sikre mot negative overraskelser anbefales det i tillegg å vektlegge hydraulisk testing av gardina før den settes i drift.

Eksisterende teori for vurdering av tetthet og beregning av lekkasje ved lager som ikke benytter vanngardin synes å gi fornuftige resultat, forutsatt at sentrale parametere som permeabilitet og naturlig grunnvannstrykk er bestemt med tilstrekkelig nøyaktighet.

REFERANSER

ANDERSON, Ö.; GUSTAVSON, G. og SCHREIBER, I. [1989]: "Vattentätade naturgaslager - Vattenkemi och vattenbehandling." Vattenfall V(G) 1989/13, Stockholm, 24 p.

ASSERHØJ, P. [1990]: "Kommercielle og strategiske overvejelser ved etablering af natur- gaslagre." Norsk Petroleumsforening, Conference on "Gass i Norden", Trondheim, Norway, 20 p.

AUFRICHT, W.R. and HOWARD, K.C. [1961]: "Salt Characteristics as They Affect Storage of Hydrocarbons." Journal of Petroleum Tech., August, pp.733-738.

BARBO, T.F. and DANIELSEN, S.W. [1980]: "Bacterial Impairment of Water Curtain Between Oil Storage Caverns in Rock." Int. Symposium on Subsurface Space, Stockholm, Sweden, pp.245-250.

GOODALL, D.C. og KJØRHOLT, H. [1989]: "Erfaringer fra vanngardindesign." Bergmekanikk-dagen, Oslo, pp 29.1-29.21.

GUSTAFSON, G. [1986]: "Geohydrologiska förundersökningar i berg. Bakgrund - metodik - användning." Swedish Rock Eng. Research Foundation, BeFo 84:1/86, Stockholm, Sweden, 125p.

JOHANSEN, P.M. and MADSEN, O.K. [1989]: "The Rafnes Propane Storage Cavern - 12 Years of Sucessful Operation." Int. Conference on Storage of Gases in Rock Caverns, Trondheim, Norway, pp. 303-306.

KJØRHOLT, H. [1991]: "Gas Tightness of Unlined Hard Rock Caverns." Dr. ing. avhandling 34/91, Norges Tekniske Høgskole, Trondheim.j

MAKURAT, A.; BARTON, N. and RAD, N.S. [1990]: "Joint Conductivity Variation due to Normal and Shear Deformation." ISRM Symposium on Rock Joints, Loen, Norway, pp. 535-540.

MYRVANG, A. [1990]: "Bergmekanikk. Utkast til kompendium." Trondheim, Norway.

UNDERSJØISKE TUNNELER - Stabilitet og overdekning

Siviling. Tore S. Dahlø, SINTEF Bergteknikk

Dr.ing. Bjørn Nilsen, Institutt for geologi og bergteknikk,
NTH / SINTEF Bergteknikk

SAMMENDRAG

Prosjektet "Stabilitet i undersjøiske tunneler" er gjennomført i perioden 1989 - 90 som del av NTNF's FoU-program "Tunneler og Undergrunnsanlegg". Prosjektet har i hovedsak omfattet vurderinger av stabilitetsforhold i undersjøiske tunneler basert på teoretiske utredninger og opplysninger fra driving og sikring av eksisterende anlegg. Det er lagt særlig vekt på kriterier for valg av fjelloverdekning.

Overdekningsforhold for eksisterende anlegg er dokumentert og sammenlignet med data fra utlandet. Teoretiske beregninger av bl a stabilitet og maksimale rasforplantning i svakhetssoner er utført. Ettersom problemstillingen har nær sammenheng med hydrogeologiske forhold, er det også lagt stor vekt på beregninger av den innvirkning som overdekning og sjødyp har for lekkasjeforholdene.

De teoretiske utredningene indikerer at det kan velges mindre overdekning enn dagens praksis, forutsatt at det utføres relevante forundersøkelser med presis kartlegging av dybde til fjell, samt nøye ingeniørgeologisk oppfølging under driving med kartlegging av bergforholdene foran stuff. Videre kreves høy beredskap med egnet utstyr og mannskap samt rutiner for sonderinger foran stuff som også inkluderer kjerneboringer i kritiske områder. Med manglende beredskap og rutiner for forundersøkelser og oppfølging viser erfaringer fra "konvensjonelle" tunneler under land at ras kan forplante seg langt høyere enn dagens praksis for overdekning tillater, og lekkasjene kan bli så store at tunnelen oversvømmes på kort tid.

SUMMARY

A major research project on stability of sub-sea rock tunnels was carried out at SINTEF/-NTH in 1989 to 1990. The main sponsor was the Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research (NTNF). The project has concentrated mainly on developing guidelines for evaluation of minimum rock cover and procedures for safe and cost effective planning and excavation.

Empirical and theoretical analyses indicate that the rock cover of completed sub-sea tunnels in Norway is well on the safe side. For a potential reduction to be safe, however, detailed and relevant mapping has to be carried out during excavation, together with a continuous probe drilling ahead of the tunnel. A high state of readiness to cope with unexpected conditions during excavation is crucial, as experience from "conventional tunnels" under land show that potential slides may well reach higher above the tunnel roof than the cover of most sub-sea tunnels. For a comprehensive documentation in English of main aspects of the project, see the papers listed in the last section.

1. INNLEDNING

Optimalisering av minste fjelloverdekning er en viktig del av prosjekteringen for undersjøiske tunnelanlegg. På grunn av mangel på egnede "verktøy" har denne del av prosjekteringen i mange tilfeller vært begrenset til bruk av "tommelfinger-regler" og til dels spinkelt empirisk grunnlag. Med tanke på fremtidige undersjøiske tunneler er det viktig å komme fram til bedre og sikrere kriterier i denne sammenheng.

På denne bakgrunn er det i 2-års perioden 1989-90 gjennomført et forskningsprosjekt med betegnelsen "Stabilitet i undersjøiske tunneler" ved SINTEF Bergteknikk / Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTH. Prosjektet inngår i NTNF's FoU-program "Tunneler og undergrunnsanlegg".

Intensjonene med prosjektet har vært å forbedre det ingeniørgeologiske grunnlag for prosjektering og bygging av undersjøiske tunneler, med tanke på sikker driving og reduserte tunnelkostnader. En hovedmålsetting har derfor vært å komme fram til sikrere kriterier for valg av minste fjelloverdekning.

Prosjekt "Stabilitet i undersjøiske tunneler" har følgelig i hovedsak omfattet følgende to hovedemner, som for øvrig hører nært sammen:

* Stabilitet / analyse av rastilfeller.
* Optimalisering av fjelloverdekning.

Undersjøiske tunneler har mange likhetstrekk med "konvensjonelle" tunneler under land. Enkelte viktige forskjeller finnes imidlertid, se Fig. 31.1. Av anleggstekniske forhold fremheves spesielt at store deler av fjordkrysnings-tunneler må drives på synk, med de ulemper som dette medfører, og at lekkasjevannet er salt. Av ingeniørgeologiske særtrekk fremheves spesielt:

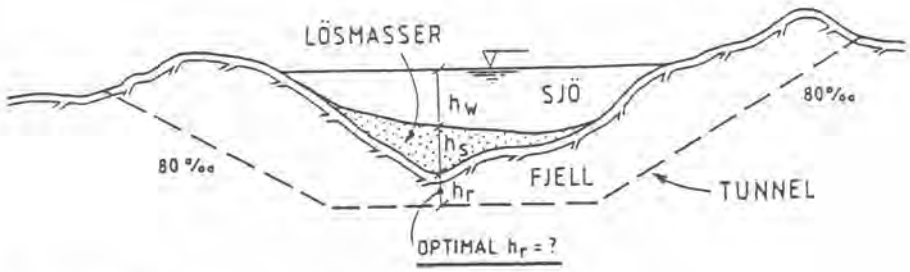
- Beliggenheten til de fjorder og sund som krysses av undersjøiske tunneler er i mange tilfeller bestemt av regionale bruddstrukturer i berggrunnen. Et fellestrekk for de fleste av disse anleggene er derfor at de krysser markerte knusnings- eller svakhetssoner under sjøen. Svellende leirmineraler som påtreffes i svakhetssoner under sjøen har dessuten i mange tilfeller vist seg å være spesielt aktivt (svelletrykk helt opp til 2,4 Mpa er målt).

- På grunn av de spesielle topografiske forholdene kan bergspenningene ofte være relativt høye langs de dypeste delene av en undersjøisk tunnel, mens de kan være lave langs de deler som ligger langt oppe i "fjellsiden".

- Det potensielle reservoar for innlekkasjer er ubegrenset.

- Dagfjell som vi kjenner det fra land forekommer normalt ikke under sjøen.

Som grunnlagsmateriale for prosjektet er i hovedsak benyttet data fra fullførte undersjøiske tunnelanlegg og fra slike anlegg under driving. I tillegg er det benyttet data fra noen spesielt interessante og relevante "konvensjonelle" tunneler under land.



Figur 31.1 Typisk geometri for undersjøiske tunneler.

Tabell 31.1 gir en oversikt over de anlegg som utgjør den viktigste delen av grunnlagsmaterialet. Det fremgår at de undersjøiske tunnelene som ble fullført før 1987 i all hovedsak var andre typer anlegg enn vegtunneler. De anlegg som er drevet de siste 4-5 år, derimot, er alle vegtunneler, dvs tunneler med relativt stort tverrsnitt (50-70 m²).

Tabell 31.1 Hoveddata for undersjøiske tunneler i Norge med gjennomslag før 1990.

PROSJEKT	TUNNELTYPE	FERDIG	TVERR-SNITT	TOTAL LENGDE	UNDERSJØISK LENGDE	LAVESTE NIVÅ
1 Vollsfjord	Vannforsyning	1977	16 m²	9,2 km	0,6 km	- 80 m
2 Frierfjord	Gassrørledning	1977	16 m²	3,6 km	3,1 km	- 252 m
3 Vardø	Vei	1981	53 m²	2,6 km	1,7 km	- 88 m
4 Slemmestad	Kloakk	1982	10 m²	0,9 km	0,7 km	- 95 m
5 Karmøy-Kårstø						
.1 Karmsund	Gassrørledning	1983	27 m²	4,8 km	2,1 km	- 180 m
.2 Førdesfjord	Gassrørledning	1983	27 m²	3,4 km	1,6 km	- 170 m
.3 Førlandsfjord	Gassrørledning	1983	27 m²	3,9 km	1,0 km	- 160 m
6 Hjartøy	Oljerørledning	1986	26 m²	2,3 km	1,8 km	- 105 m
7 Ålesund						
.1 Ellingsøy	Vei	1987	68 m²	3,5 km	1,1 km	- 140 m
.2 Valderøy	Vei	1987	68 m²	4,2 km	2,2 km	- 137 m
8 Kvalsund	Vei	1988	≈ 50 m²	1,6 km	0,8 km	- 56 m
9 Godøy	Vei	1989	52 m²	3,8 km	1,6 km	- 153 m
10 Hvaler	Vei	1989	≈ 50 m²	3,8 km	1,9 km	- 121 m
11 Flekkerøy	Vei	1989	≈ 50 m²	2,3 km	1,0 km	- 102 m
12 Nappstraumen	Vei	1990	≈ 50 m²	1,8 km	0,9 km	- 63 m

For anleggene 1-7 i tabellen har materiale fra det tidligere SINTEF-prosjekt "Undersjøiske Tunneler" utgjort den viktigste delen av datagrunnlaget. Dette prosjektet ble gjennomført i perioden 1987-88 i samarbeid med representanter fra byggherre, entreprenør og konsulentsiden (se Nilsen, Fjellsprengningskonferansen 1988 og Dahlø, Bergmekanikkdagen 1988).

Som datagrunnlag for nyere anlegg er hovedsaklig benyttet rapporter fra forundersøkelser og driving, anbudsdokumenter og annen informasjon som er stilt til rådighet av Statens Vegvesen, anleggskontoret og de respektive fylkes-vegkontorer.

Det er utarbeidet i alt 9 delrapporter fra prosjekt "Stabilitet i undersjøiske tunneler", og i tillegg en rekke artikler, notater m v, se referanse-liste. I det følgende vil det bli gjengitt en del sentrale resultater fra prosjektet. For mer detaljerte beskrivelser henvises til de omtalte delrapporter og publikasjoner.

2. ERFARINGER FRA TUNNELER UNDER LAND

På grunn av den begrensede lengden av undersjøiske tunneler (22,1 km under sjø; se Tabell 31.1) ble det under prosjektarbeidet funnet naturlig også å trekke inn erfaringer fra andre tunnelanlegg. Langs de ca 3500 km kraftverkstunneler som er drevet her i landet og de 1500 km jernbane- og "konvensjonelle" vegtunneler finnes det mange eksempler på rastilfeller som er godt dokumentert, og som i høy grad også er relevante ved diskusjon av faren for ras i undersjøiske tunneler.

Problemer pga vannlekkasjer er heller ikke ukjent fra tunneler under land. I enkelte tilfelle har lekkasjeforholdene vært avgjørende for stabiliteten, spesielt på stuff.

De rastilfeller som det er forsøkt trukket lærdom fra tilhører alle en av følgende tre hovedkategorier:

a) Ras under driving ("ras på stuff").
b) Ras etter oppfylling av vanntunneler.
c) Ras etter ferdigstillelse.

Kategori b) er lite relevant for "tørre" undersjøiske tunneler som f eks vegtunneler, men i høy grad relevant for undersjøiske tunneler som etter bygging skal fylles med vann, f eks enkelte rørlednings-tunneler.

Tabell 31.2 gir en sammenstilling av en del sentrale data fra denne delen av prosjektarbeidet. De aktuelle anlegg er henholdsvis Rørvikskaret vegtunnel og tilløpstunnel Tonstad kraftverk innenfor kategori a), tilløpstunnel Hemsil I og overføringstunnel Kvænangen kraftverk innenfor kategori b) og Kvineshei jernbanetunnel i kategori c).

På grunnlag av erfaringene fra "konvensjonelle" tunneler er det særlig grunn til å merke seg følgende viktige forhold, som har spesiell relevans også for undersjøiske tunneler:

- En utrasning kan nå mange titalls meter over tunnelhengen når tunneltverrsnittet er stort (jfr Rørvikskaret og Kvineshei), og langt høyere enn det som er normal minste fjelloverdekning for undersjøiske tunneler.

- Ras på stuff kan utvikle seg svært raskt (eksempelvis 4-5 minutter ståtid for Tonstadraset), men det kan også inntreffe ras flere år etter at tunnelen er tatt i bruk (jfr etter 8 år for Kvineshei-, etter 20 år for Kvænangen-raset).

Tabell 31.2 Data fra tunneldriving i raspartier for tunneler under land (fra delrapport 7).

Rastidspunkt	Under tunneldriving		Etter vannfylling		I drift
Tunnelanlegg	Rørvikskaret	Tonstad	Hemsil I	Kvænangen	Kvineshei
Sonebeskrivelse					
Mektighet (m)	5 - 10	7 - 8	2,5	< 10	ca 2
Fall	ca 75°	"steil"	ca 80°	"steil"	> 60°
Vann (visuell obs.)	L	*	L	*	L - S
Mineraler	1,4,(2),3	1,2	1,2	5,6,(1)	1,3,5
Ståtid	< 1 time	4 - 5 min	< 7 - 8 mnd[1)]	≈ 20 år[1)]	≈ 8 år[1)]
Rasbeskrivelse					
Utført sikring	ingen	ingen	sprøytebetong	støp	støp
Forplantningshastighet	> 5 m/døgn	"stor"	*	*	"stor"
Størrelse (m^3)	*	> 1200	ca 400	750 - 1000	ca 500
Høyde over heng (m)	ca 100	*	10 - 15	*	ca 25
Antatt rasårsak	a	b,c	a	c	c (+a)
Videre driving					
Sonderboring	ja	ja	*	*	(stoll)
Kjerneboring	ja	-	*	-	-
Omløp	(ja)	ja	-	ja	-
Frysing	-	ja	-	-	-
Stempling	(ja)	-	ja	-	-
Injisering	(ja)	-	-	-	-
Sprøytebetong	-	ja	-	-	-
Utstøpning	ja	ja	ja	ja	ja

* Data mangler

1) Ståtid for sikret sone

Antatt rasårsak; a: svelleleire, b: bergtrykk, c: annet sleppemateriale enn smektitt/oppknust eller omvandlet berg

Vann; L = lite lekkasje, S = stor lekkasje

Mineraler; 1: smektitt, 2: kloritt, 3: kalkspat, 4: glimmer, 5. omvandlet berg, 6: blandsjiktmineraler

- Svelling av smektittmineraler er den viktigste rasårsaken, og særlig problematisk ser det ut til å være med en kombinasjon av smektitt og andre "problem-mineraler" som kalkspat og kloritt. Sprøytebetongsikring av svelleleirholdige partier har i flere tilfeller vist seg utilstrekkelig.

- Det kan også inntreffe ras i partier med full betongutstøpning (jfr. Kvænangen og Kvineshei), men i slike tilfeller er det sannsynlig at problemet i stor grad skyldes utilfredsstillende kvalitet og/eller utførelse av utstøpningen.

- Forsøk på utlasting etter ras på stuff kan føre til ukontrollerbar videre forplantning (jfr Rørvikskaret og Tonstad).

Med tanke på planfasen og forundersøkelser er det særlig grunn til å merke seg at det ikke i noen av tilfellene i Tabell 31.2 er benyttet "spesielle" undersøkelsesmetoder som seismikk, boring el lign. Undersøkelsene synes i alle tilfeller å ha vært begrenset til kart- og flybildestudier og mer eller mindre grundig feltkartlegging. I strid med hva som ofte hevdes innebærer dette at kjennskapen til fjellforholdene ikke alltid er så mye bedre for tunneler under land enn for undersjøiske tunneler.

Denne delen av prosjektarbeidet bekrefter for øvrig inntrykket av at det er under driving at faren er størst for ras i "tørre" tunneler. Når det sees bort fra mindre blokkfall, finnes det få eksempler på at ras har inntruffet i slike anlegg etter ferdigstillelse.

Med hensyn til rasmekanismer og rasutvikling er det i prinsippet liten forskjell mellom undersjøiske tunneler og tunneler under land. Denne delen av prosjektarbeidet gir følgelig en illustrasjon av hva som i verste fall kan skje også i undersjøiske tunneler, og generelt bidrar resultatene sterkt til å understreke viktigheten av følgende forhold:

- Grundige forundersøkelser for i størst mulig grad å unngå overraskelser under driving.
- Nøye oppfølging med kontinuerlig revisjon av tolkningene fra forundersøkelser, og kontroll/supplerende undersøkelser under driving (kartlegging og sonderboring).
- Planmessig kvalitetskontroll av sikringskonstruksjoner, særlig i partier med vanskelige fjellforhold.

Med hensyn til vannlekkasjer er det et viktig poeng at sonderboring for kartlegging av vannforholdene foran stuff er en selvfølgelig rutine for undersjøiske tunneler, mens det snarere er et unntak ved tunneldrift under land. Det finnes da også eksempler på at "konvensjonelle" tunneler er druknet, og som vist i Tabell 31.3 er det i de "konvensjonelle" tunnelene at vannforholdene har medført de største problemene. Data for "konvensjonelle" tunneler bygger på tidligere foredrag ved høstkonferansen, se Strand (Fjellsprengningskonferansen 1980), samt Bertelsen og Garshol (begge Bergmekanikkdagen 1981).

Tabell 31.3 Lekkasjer og injeksjon - "konvensjonelle" og undersjøiske tunneler.

TYPE TUNNEL	HØYESTE VANNTRYKK (bar)	STØRSTE LEKKASJE l/min/m borhull	INJISERTE MENGDE kg/lm	SONDERBOR bm/tunnelmeter
"Konvensjonell"	50 (Holen)	5000/4,5 (Holen)	480 (Osane)	2,2 (Osa)
Undersjøisk	25 (Frierfjorden)	600/30 (Godøy)	270 (Godøy)	4,8 (Hjartøy)

3. OPTIMALISERING AV FJELLOVERDEKNING

Den spesielle linjeføringen for undersjøiske tunneler medfører at valget av minste fjelloverdekning vil ha stor innvirkning på totalkostnadene. Dersom tunnelen legges unødig dypt, vil den bli tilsvarende lang og byggekostnadene dermed unødig høye. For en "standard" norsk undersjøisk veitunnel (tverrsnitt ca 50 m² og helning 8% som vist i Figur 31.1) vil f eks en reduksjon av minste fjelloverdekning på bare 1 m kunne bety en besparelse i rene anleggskostnader på 1 mill kroner. I tillegg kommer besparelser pga kortere byggetid, lavere driftsutgifter (pumping mv) og ikke minst reduserte "samfunnskostnader" pga lavere drivstoff-forbruk. Samlet besparelse pga slike forhold vil i mange tilfeller være langt større enn besparelsen i rene anleggskostnader.

Hvis fjelloverdekningen på den annen side blir for liten, kan det risikeres store stabilitetsproblemer og vanninnbrudd, som i anlegg av denne typen kan få meget alvorlige konsekvenser.

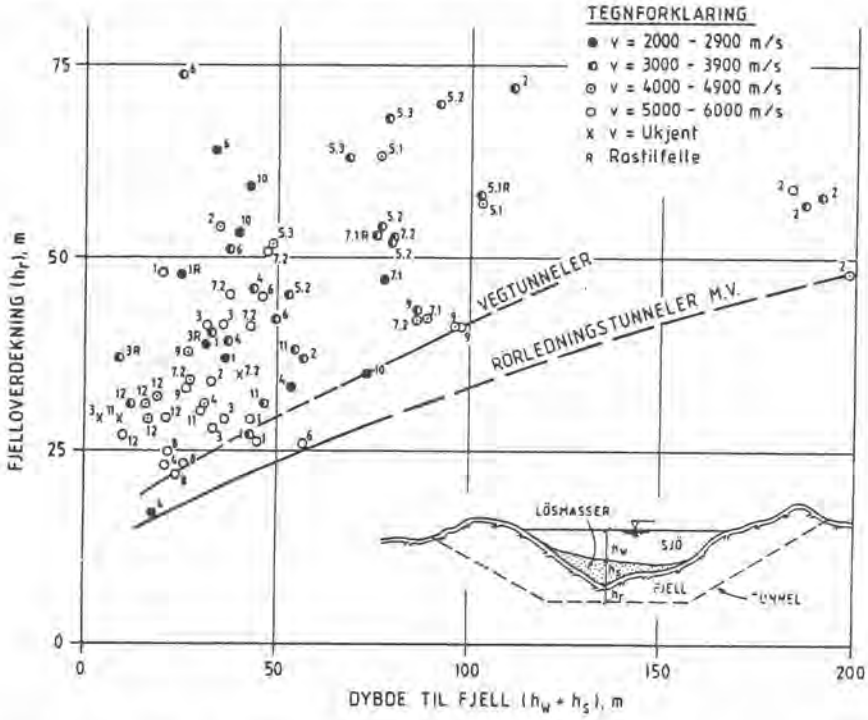
I arbeidet med å forsøke å komme fram til sikrere kriterier for det viktige valg av minste fjelloverdekning er det innenfor prosjekt "Stabilitet i undersjøiske tunneler" foretatt følgende utredninger:

- Sammenstilling av erfaringsgrunnlag og dagens praksis ("empirisk analyse").
- Beregning av "sikker overdekning" på grunnlag av teoretisk maksimal forplantning av utrasninger fra svakhetssoner.
- Analyse av vanninnstrømning som funksjon av fjelloverdekning.
- Spenningsanalyser.

De tre førstnevnte alternativene vil bli omtalt kort i det følgende. Spenningsanalyser er diskutert i kap 5.

"Empirisk analyse"

Figur 31.2 viser minste fjelloverdekning plottet mot summen av sjødyp og løsmassemektighet. De to kurvene i diagrammet representerer "omhylningskurver" for henholdsvis vegtunneler (øvre kurve) og rørledningstunneler mv (nedre kurve). Nummereringen angir hvilken tunnel de respektive punkter tilhører, se tabell 31.1.



Figur 31.2 Minste fjelloverdekning under sjøen som funksjon av dybden til fjell for fullførte norske anlegg (fra delrapport 3).

På grunnlag av forløpet til kurvene i diagrammet kan spesielt fremheves følgende forhold:

- For samme dybde til fjell er minste fjelloverdekning for de fullførte vegtunnelene (se Tabell 31.1) fra 3 til 6-7 m større enn for rørledningstunneler mv, som har betydelig mindre tverrsnitt.

- For vegtunneler har det de senere år vært en klar trend i retning mot en gradvis reduksjon av minste fjelloverdekning.

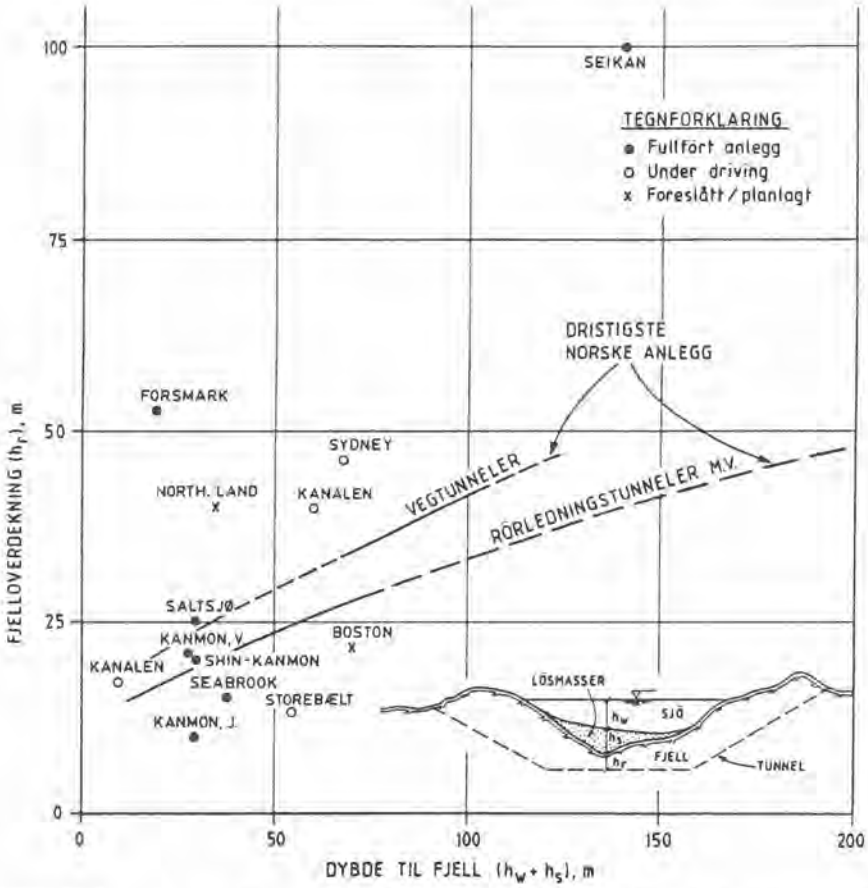
- Områder med kritisk fjelloverdekning faller ofte sammen med partier med dårlig fjellkvalitet (lavhastighetssoner). Dette har sin årsak i den geologiske forhistorien som tidligere omtalt.

- I noen av de aktuelle anleggene har det forekommet ras eller det en kan kalle "tendenser til rasutvikling" (se også kap 4). Det fremgår at samtlige rastilfeller plotter godt på oversiden av de respektive omhylningskurver. Fjelloverdekningen har med andre ord vært relativt stor i alle disse tilfellene, og rent statistisk er det ingen entydig sammenheng mellom antall meter fjelloverdekning og faren for ras.

Figur 31.3 viser at de dristigste av norske anlegg fortsatt har en del igjen før minste fjelloverdekning er nede på tilsvarende nivå som ved de dristigste anlegg i utlandet. Ytterligheten for utenlandske anlegg representeres av Kanmon jernbanetunnel (2 spors), som langs en strekning med til dels meget vanskelige fjellforhold ble drevet med en fjelloverdekning på bare ca 10 m. Det er spesielt grunn til å merke seg at denne tunnelen ble ferdigdrevet så tidlig som i 1944! Seabrook- og Storebælt-tunnelene, som begge er TBM-tunneler, har også spesielt liten fjelloverdekning i forhold til dybden til fjell.

Årsaken til at flere av de utenlandske tunnelene kan synes dristigere i valg av overdekning kan ligge i det tilsynelatende selvmotsigende forhold at bergartene er svakere enn ved de norske anleggene. Dersom "bergmassene" (eventuelt materialet i kritiske svakhetssoner) klassifiseres som "løsmasser", kan geotekniske modeller for beregning av jordtrykk (last på sikringskonstruksjoner) anvendes ("soft ground tunnelling"). Jordtrykket øker med overdekning (og vanntrykk), slik at tyngre sikring kreves ved økende overdekning (dvs dårligere stabilitet i massene). Overdekningen bør dermed være minst mulig. Forutsatt at materialparametrene og spenningsforholdene ikke blir gunstigere med økende overdekning (eksempelvis på grunn av manglende dagfjellssone eller konsolidering), gir således en "geoteknisk" modell den motsatte konklusjon av tradisjonell norsk oppfatning, hvor økt overdekning tillegges økt sikkerhet i potensielle rasområder.

Et empirisk diagram som det i Figur 31.2 er ikke i seg selv noe fullgodt grunnlag for optimalisering av fjelloverdekningen for fremtidige anlegg, men det kan være av verdi som en del av prosjekteringsgrunnlaget. Diagrammet gir en oversikt over dagens praksis med hensyn til valg av minste fjelloverdekning og den utvikling som har funnet sted de senere år. Det gir imidlertid ingen sikker indikasjon på sikkerhetsnivået ("sikkerhetsfaktoren") for de enkelte anlegg, selv om flere forhold tyder på at omhylningskurvene etter alt å dømme representerer et relativt høyt sikkerhetsnivå (erfaringene fra utlandet og ikke minst de mange utslag under vann som er foretatt her i landet er viktige momenter som støtter opp om denne oppfatning).



Figur 31.3 Minste fjelloverdekning under sjøen som funksjon av dybde til fjell for noen kjente undersjøiske tunneler i utlandet (fra delrapport 3).

Teoretisk maksimal rasforplantning

Ved driving av undersjøiske tunneler praktiseres en nøye oppfølging av driften, bl a ved systematisk sonderboring foran stuff. Ukontrollerte utrasninger fra svakhetssoner bør derfor i prinsippet ikke kunne skje. Som vist i kap 2 og 4 kan det likevel aldri helt utelukkes at en rasutvikling kan komme i gang pga uheldige omstendigheter eller feilvurdering av situasjonen. I verste fall kan raset tenkes å forplante seg helt opp til overflaten. I en undersjøisk tunnel vil en eventuell slik forplantning kunne ha katastrofale konsekvenser.

Det er publisert lite om sammenhengen mellom svakhetssoners geometri og karakter og geometrien til en eventuell rasutvikling langs sonen. Som del av prosjektarbeidet er det derfor foretatt beregninger som grunnlag for en vurdering av hvor høyt over tunnelhengen utrasninger fra knusningsssoner kan tenkes å forplante seg under gitte forhold.

Figur 31.4 viser en prinsippskisse av den aktuelle problemstillingen. Det er forutsatt at utrasningen skjer på stuff, og det er forutsatt tilnærmet vertikal knusningssone. Dette representerer den mest kritiske situasjonen med hensyn til potensiell rasforplantning helt opp til sjøbunnen.

I beregningene er det forutsatt at utrasningen først stanser når rasmassene direkte understøtter materialet i knusningssonen. Det er foretatt beregning både for utrasning med betydelig utstrekning ut til sidene ("kjegleformet" ras som vist i Figur 31.4), og for rasforplantning langs tynne rør ("piping"). Beregningsgrunnlaget fremgår av Figur 31.4.

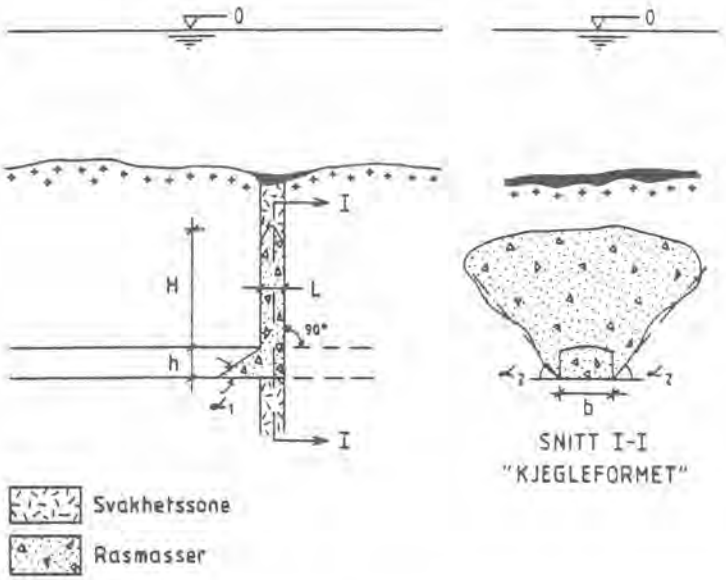
Volum før og etter utrasning (henholdsvis V_1 og V_2) er beregnet som produktet av midlere høyde, bredde og lengde av det aktuelle sonematerialet. Beregning av teoretisk utrasningshøyde over tunnelhengen er basert på at massen er den samme før og etter utrasning:

$$V_1 \cdot \rho_1 = V_2 \cdot \rho_2$$

dvs

$$V_2 = V_1 \frac{\rho_1}{\rho_1} = V_1 \cdot u$$

Utvidelseskoeffisienten u beskriver forholdet mellom densitet før og etter utrasning.



Figur 31.4 Prinsippskisse av "kjegleformet" utrasning med selvstabiliserende effekt (fra delrapport 6).

Med parametre som vist på Figur 31.4, vil det for tunnel med tverrsnitt A kunne beregnes;

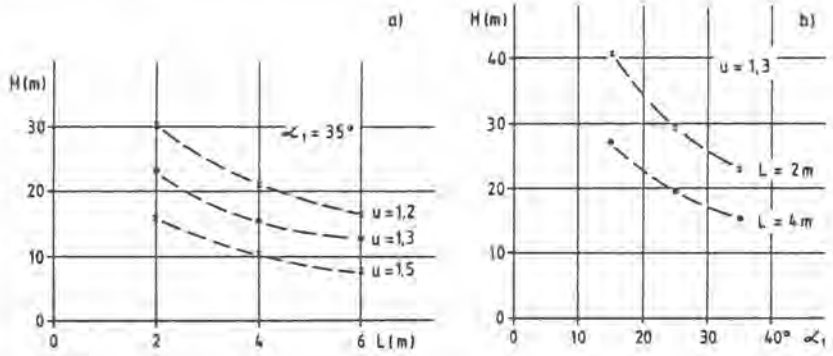
$$V_1 = L(H+h)\left(\frac{H+h}{tg\alpha_2}+b\right) - A \cdot L$$

og

$$V_2 = L \cdot H\left(\frac{2h+H}{tg\alpha_2}+b\right) + \left(L \cdot h + \frac{h^2}{2\,tg\alpha_1}\right)\left(\frac{h}{tg\alpha_2}+b\right)$$

Det er foretatt beregninger for flere mulige konstellasjoner av de parametrene som inngår i beregningen. Figur 31.5 viser som eksempel teoretisk beregnede maksimale forplantningshøyder for kjegleformet utrasning i en 68 m² tunnel med geometri som angitt i Figur 31.4. Rasvinkelen i sidekantene av sonen er satt lik 40° (tilsvarende karakteristisk verdi for sone med en del middels aktiv smektitt).

Det fremgår av Figur 31.5 at utvidelseskoeffisienten (u) og helningsvinkelen til raskjegla (α_1) har vesentlig betydning for hvor høyt raset i teorien kan forplante seg. Størst betydning har imidlertid mektigheten (L). Den teoretiske forplantningshøyden øker generelt sterkt med avtakende mektighet. Dette kan forklares ved at for små mektigheter vil en relativt større andel av rasmassene gå med til å fylle det opprinnelige tunnelprofilet. Forskjellige bruddmekanismer kan imidlertid endre dette noe, avhengig av geometri og geologiske forhold.



Figur 31.5 Maksimal forplantningshøyde (H) av "kjegleformet" utrasning som funksjon av henholdsvis mektighet (L) av utrast parti og helningsvinkel for raskjegle (α_1). Se forøvrig Figur 31.4 (fra delrapport 6).

En utrasning med mektighet 2 m vil i dette tilfellet teoretisk kunne forplante seg 30-40 m over tunnel-hengen. For mindre mektigheter, og ikke minst for "piping"-tilfeller, vil forplantningshøyden bli betydelig større.

Ved driving av undersjøiske tunneler forutsettes det at alle potensielle ras-soner sikres på stuff slik at utrasning som skissert i Figur 31.4 ikke skal kunne skje. På denne bakgrunn vil det være urealistisk å basere valget av minste fjelloverdekning på beregning av teoretisk maksimale ras-forplantninger. Beregningene understreker imidlertid sterkt nødvendigheten

av grundig ingeniørgeologisk oppfølging under driving slik at de riktige sikringstiltak blir iverksatt til rett tid. Vurdering av sonematerialets ståtid ("stand-up time") er et hovedpoeng i denne sammenheng.

Overdekningens betydning for lekkasjene

I tunneler under land observeres ofte at lekkasjeomfanget reduseres med økende overdekning, selv om økt grunnvannstrykk skulle bevirke det motsatte. Dette kan forklares med forskjell i permeabilitet. Permeabiliteten kan være høy pga forvitring i dagfjellsonens sprekkesystem, men reduseres med redusert forvitringsgrad, redusert oppsprekkingsgrad og økte bergspenninger på dypere nivå. Under sjøbunn vil det vanligvis ikke forventes dagfjell, samtidig som spenningsforholdene vil være vesentlig forskjellige fra områder på land pga topografiske forhold. Av denne grunn må det generelt forventes at bergmassens permeabilitet ikke viser noen systematisk sammenheng med overdekning under sjøen, i alle fall med de marginale forskjeller i overdekning som kan være aktuelle ved undersjøiske tunneler.

I prosjektet er det diskutert hvordan lekkasjer og poretrykksfordeling kan beregnes for undersjøiske tunneler med gitt geometri og permeabilitetsforhold. Formelverket bygger på publisert materiale fra Tokheim og Janbu; se bla "Flow rates of air and water from caverns in soil and rock", NJFF publikasjon nr 3, "Norwegian Hydropower Tunnelling".

Innlekkasjene til en tunnel med radius r (m) vil i praksis kunne beregnes etter uttrykket:

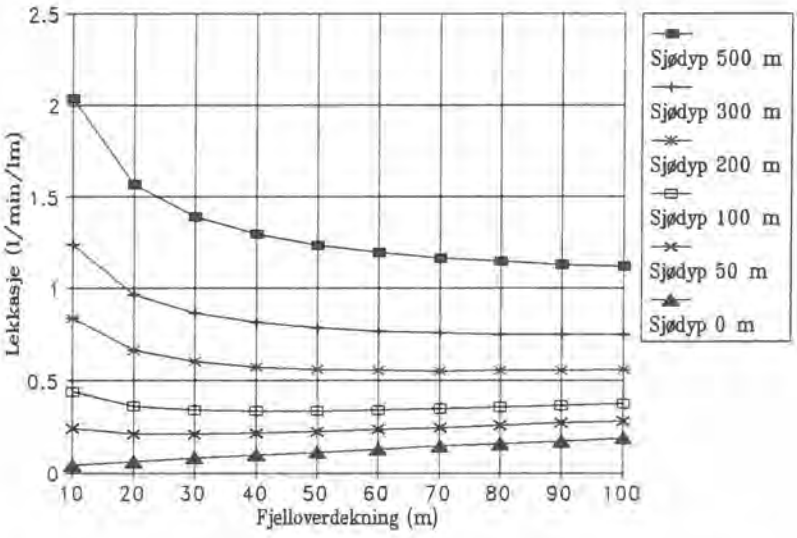
$$q = \frac{2\pi k(h_w+h_r)}{0,6-\ln(\frac{r}{h_r+r})}$$

Med permeabilitetskoeffisient (k) uttrykt i m/s og øvrige parametre i meter vil vannstrømmen (q) fremkomme som m^3/s pr tunnelmeter.

Rent fysisk beskriver parameteren h_r mektigheten av massene over tunnelen hvor det skjer et potensialfall (energitap). I forhold til Figur 31.1 sees det at eventuell løsmassemektighet (h_s) ikke er medtatt. Årsaken er at løsmassens betydning er usikker. Dersom løsmassene er mindre tette enn bergmassen (berget har en lavere permeabilitet), vil det være mest korrekt rent beregningsmessig å inkludere løsmassene som en del av vannmassen (intet potensialtap pga strømning gjennom løsmassene), dvs erstatte h_w i uttrykket overfor med (h_w + h_s). Er løsmassene minst like tette som berget, vil derimot h_r kunne erstattes med (h_r + h_s).

Dersom det er utført injeksjon slik at permeabiliteten er vesentlig mindre gjennom injeksjonsskjermen enn berget forøvrig, må h_r erstattes med summen av tunnelradius og mektighet av injeksjonsskjermen, mens h_w erstattes med summen av sjødyp, løsmassemektighet og mektighet av uinjisert bergmasse (se også kap 5).

Det er utført beregninger av typiske lekkasjer i en tunnel med 7 meter diameter i en bergmasse med permeabilitetskoeffisient $2 \cdot 10^{-8}$ m/s, tilsvarende vanntapsmålinger på 0,2 Lugeon. Dette synes å være typisk permeabilitetskoeffisient ("as built") for de undersjøiske tunnelene som er behandlet i prosjektet. Fig 31.6 viser resultatene fra beregningene, som forutsetter homogene, isotrope og stasjonære strømningsforhold (2-D strømning)



Figur 31.6 Lekkasjer som funksjon av sjødyp og fjelloverdekning (Delrapport 8).

Det framgår av figuren at sjødypet (h_w) har vel så stor betydning for lekkasjene som overdekningen, forutsatt at fjelloverdekningen er over en minimumsstørrelse. Ut fra figuren kan det med hensyn til vannlekkasjer synes betryggende å velge en overdekning på minimum ca 10 % av sjødypet.

Vanntrykket i berget omkring en tunnel har betydning både for stabilitetsforhold og lekkasjer. Spesielt er det viktig å kjenne til poretrykksfordeling og responsmekanismer i forbindelse med injeksjonsarbeid. Trykket vil etter hvert reduseres fra hydrostatisk trykk ved frisprengning til en permanent drenert situasjon som gitt ved uttrykket nedenfor (fra delrapport 8). Vanntrykket (u) i en avstand z (m) fra lengdeaksen til en tunnel med radius r (m) og lengde L (m) beregnes etter uttrykket;

$$u = \gamma_w \left[(h_w + h_r + r - z) - \frac{\ln \frac{(2h_r + 2r - z)(L + 2z)}{[L + 2[2(h_r + r) - z]]z}}{\ln \frac{(2h_r + r)(L + 2r)}{(L + 4h_r + r)r}} (h_w + h_r) \right]$$

hvor

γ_w = densitet for sjøvatn, og øvrige parametre som tidligere; dette gjelder også innvirkning av eventuelle løsmasser (h_s).

4. RAS OG LEKKASJER I UNDERSJØISKE TUNNELER

Prosjektet har som nevnt vært konsentrert om fjelloverdekningens innvirkning på stabilitet- og lekkasjeforhold. Flere tilfeller av ras eller tilløp til ras er behandlet detaljert. De viktigste ingeniørgeologiske data fra forundersøkelser av raspartier er vist i Tabell 31.4.

Tabell 31.4 Data for raspartier fra forundersøkelser
(NB: Usikre data fra SRV Slemmestad). Fra delrapport 2.

	Vollsfjorden ca pel 775	Vardø ca pel 2500	Vardø ca pel 2100	Ellingsøy ca pel 9900	Karmsund ca pel 1600	SRV ca pel 650
GENERELT						
Tverrsnitt (m^2)	16	53	53	68	24	≥ 10
Sjødyp (m)	14	10	20	70	80	50
Løsmasser (m)	20	0	10	5	10	5
Fjelloverdekning (m)	40	35	45	45	55	35
Bergart	amf.gneis	leirskifer	sandstein	gneis	metas.stein	gneis
FORUNDERSØKELSER						
Seism. hastighet (m/s)	2700	≥ 3300	2500	2800	3500	≥ 2200
Sonemektighet (m)	20	10	30	5	80	≤ 10
Kjerneboring	ja	*	nei	nei	ja (*)	nei
Kjernetap (m)	0	0	-	-	0	-
Vanntap (Lugeon)	0 - 8	0 - 0,4	-	-	0 - 3	-
RQD	**	0 - 20	-	-	25 - 80	-
Mineraler	1,2,4,5,7	2,6,7	-	-	1,2,3,5,6,7	-

* Usikkert om sonen ble gjennomboret
** Data mangler
Mineraler; 1: smektitt, 2: kloritt, 3: talk, 4: glimmer, 5: omvandlet berg, 6: kvarts, 7: kalkspat

Data fra drivingen gjennom rasområdene er vist i Tabell 31.5.

Det framgår av Tabell 31.4 at forundersøkelsene har påvist seismisk hastighet mindre enn 3500 m/s i samtlige av rassonene. Samtidig er sonenes mektighet ofte relativt beskjeden. Dette understreker betydningen av å tilpasse de seismiske undersøkelsene (særlig geofon-avstanden) med disse lavhastighetssonene for øye.

Det er ofte påvist vannførende berg med lave RQD-verdier i problemområdene. De to - tre boringene som er utført for kartlegging av problemsonene under forundersøkelsene har likevel ikke gitt kjernetap.

Med unntak av Vardø er det heller ikke utført kjerneboring fra stuff gjennom sonene før frisprengning med tilhørende rasutvikling. Når kjerneboring fra stuff imidlertid er utført, er det også registrert til dels betydelig kjernetap (se Tabell 31.5).

Påvisning av store mengder svelleleire samt kloritt og talk indikerer lav skjærfasthet og dårlig stabilitet. Ved Vollsfjorden ble det eksempelvis påvist 40 - 70% smektitt, ved Vardø 15%, Ellingsøyfjorden 40 - 50%, og SRV 5%. Erfaringene viser også at kalkspat som sprekkebelegg og kvartsårer eller kvartsittbenker kan være indikasjoner på konsentrerte vannlekkasjer og lokal forverring av stabiliteten.

Det er ellers typisk at data for bergspenninger og fasthet for sonematerialet mangler. Det er derfor heller ikke mulig å utføre noen pålitelige beregninger av stabilitet og sikring.

Tabell 31.5 Data fra driving i rasområder
(NB: Usikre data fra SRV Slemmestad). Fra delrapport 2

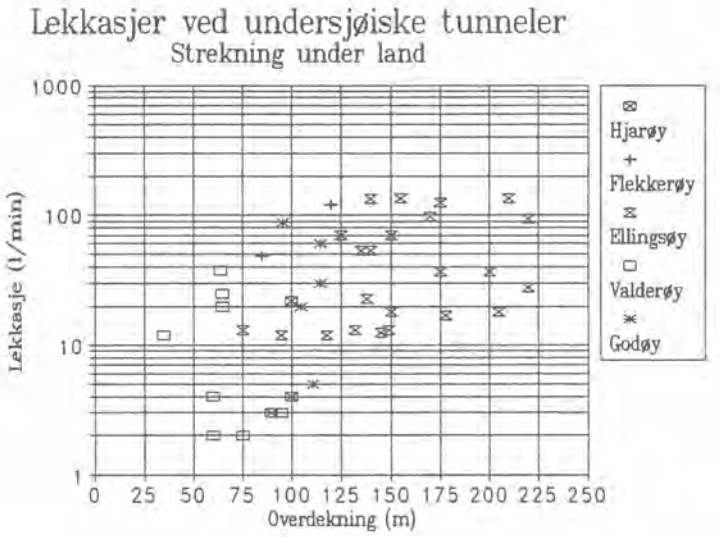
	Vollsfjorden pel 775	Vardø pel 2500	Vardø pel 2100	Ellingsøy pel 9900	Karmsund pel 1600	SRV pel 650
SONDERBORING						
Kjerneboring	*	ja	ja	etter ras	etter ras	*
Kjernetap (m)	*	9	10	2	*	*
Slaghammerboring	*	ja	ja	ja	ja	ja
Lekkasjer (l/min/bh)	*	≤ 10	*	≤ 30	*	*
SONEBESKRIVELSE						
Mektighet (m)	≤ 15	10	15	≤ 10	≥ 100	≤ 10
Fall (°)	60	35	60	70	75 (?)	30
Fasthet	**	*	***	*	*	*
Spenninger (visuell obs)	*	*	*	høy σ_h	høy σ_h	*
Vatn (visuell obs)	*	M	M	L - M	M	M
Q-verdi	*	≥ 0,015	≥ 0,015	*	*	≥ 0,05
Mineraler	1,2,4,5,7	1,2,6,7	1,2,6,7	1,2,3	2,5,6	1,2,5
Ståtid (timer)	*	≤ 0,5	≤ 0,5	≤ 2	*	≤ 60
RASBESKRIVELSE						
Forplantingshastighet (m/t)	*	*	*	1	-	-
Maks rashøyde over heng (m)	*	7	*	≤ 10	-	-
Tid for første støp (døgn)	*	≤ 6	*	2,0	*	-
Betongforbruk	*	113m³/8m	*	207m³/7m	*	*
Støpelengde (m)	15	32	25	109	444	≤ 20
DRIVING I SONEN						
Drenering	*	nei	nei	ja	ja	*
Forinjeksjon	*	ja	ja	ja	nei	*
Forbolting	*	ja	ja	ja	*	*
Sprøytebetong	*	ja	ja	ja	ja	*
Salvelengde (m)	*	≥ 0,8	*	≥ 2	≥ 1	*
Inndrift i sone (m/uke)	*	5	2,5	3,5	10 - 15	*

* Data mangler
** Støpt såle
*** Hjullaster kjører fast under lasting
Vatn; L = Lite lekkasje, M = Moderat lekkasje
Mineraler; 1: smektitt, 2: kloritt, 3: talk, 4: glimmer, 5: omvandlet berg, 6: kvarts, 7: kalkspat

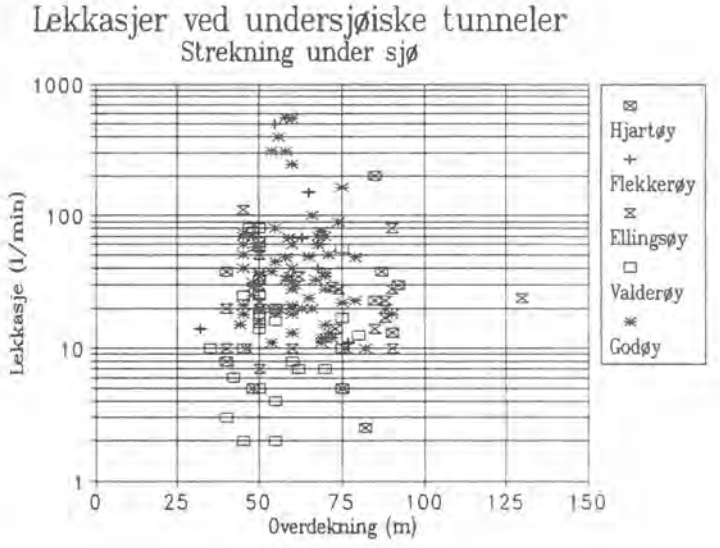
Ståtiden for problemsonene er jevnt over meget kort. Rasutviklingen starter som regel umiddelbart etter frisprengning. Tiltak for å gjenvinne kontroll med stabiliteten blir samtidig lett meget kostbare, selv når det lykkes å gjenopprette stabile forhold innen relativt kort tid. I tillegg til betydelig heft for tunneldrivingen (vanligvis 2,5 til 5 m/uke i inndrift når "Vardø-metoden" tas i bruk), kan kostnadene nærme seg millionbeløp bare pga merforbruk i betong.

Når det gjelder lekkasjer, er det sammenstilt data både for strekninger under land og under sjøen, se Figur 31.7 og Figur 31.8. De fleste lekkasjeregistreringene under land

skriver seg fra Ellingsøy (se Figur 31.7). Registrert som punktlekkasjer indikerer disse som forventet en svakt økende tendens i lekkasjens størrelse med overdekning. Det er samtidig betydelige variasjoner både innenfor samme anlegg og mellom de forskjellige anleggene.



Figur 31.7 Lekkasjer langs strekninger under land i undersjøiske tunneler



Figur 31.8 Lekkasjer fra strekninger under sjøen

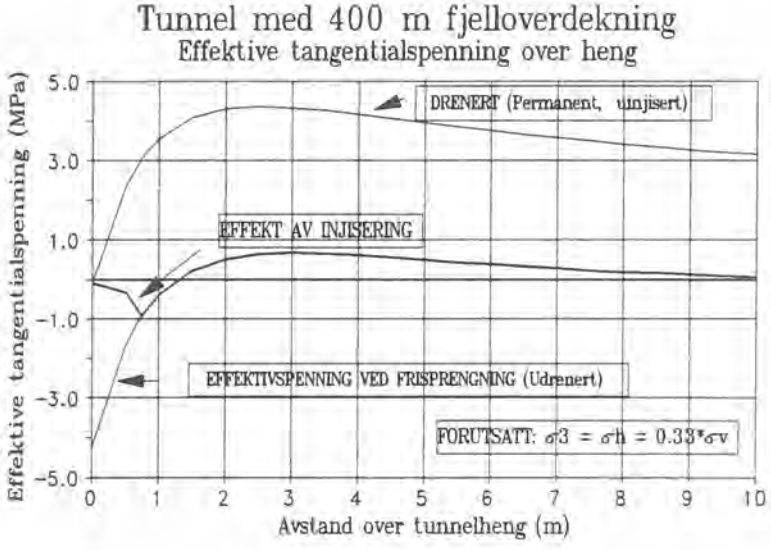
Når det gjelder lekkasjer under sjøen er sjødypet over tunnelen ikke medtatt i datasammenstillingen. Som nevnt tidligere må det forventes at sjødypet er vel så avgjørende for lekkasjene som fjelloverdekningen alene.

Tatt i betraktning at lengdeprofilene ikke er vesentlig forskjellige ved Ellingsøy og Valderøy, er det tydelig at bergmassene ved Ellingsøy er mer permeable. Det er ellers registrert relativt store enkeltlekkasjer (over 100 l/min) ved Godøy, men også tunnelene ved Flekkerøy og Hjartøy viser eksempler på store lekkasjer

5. RISIKO FOR HYDRAULISK SPLITTING VED INJEKSJON MOT HØYT VANNTRYKK

Vanntrykket ved de undersjøiske tunnelene har hittil vært begrenset til 250 m Vs som vist i Tabell 31.3. Med unntak av Hjartøytunnelen har ikke bergspenningene blitt viet større oppmerksomhet. Ved store sjødyp vil imidlertid både vanntrykk og spenningsforhold måtte tillegges økt oppmerksomhet pga risiko for hydraulisk splitting, noe erfaringene fra Holen er et eksempel på (se Figur 31.9).

Ved drift med injeksjon mot inntak i Vatnedalsmagasinet oppsto splitting fra stuff og gjennom 20 m sikringsstøp bakover i tunnelen. Dette resulterte i store deformasjoner og vanninnbrudd. På grunn av erfaringer med mye vann var det tilgang på tilstrekkelig lensekapasitet til å hindre drukning av tunnelen, men ny sikringsstøp måtte utføres innvendig i den gamle.



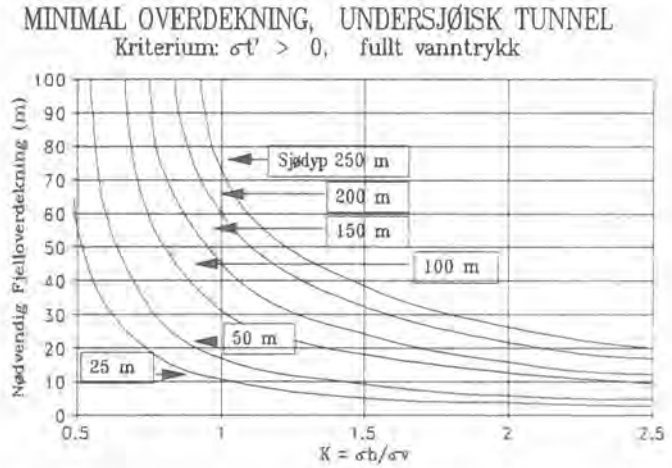
Figur 31.9 Beregnet spenningsfordeling ved hydraulisk splitting av tunnel inntak Vatnedalen, basert på hovedspenninger som angitt. Effektivspenninger.

Bruddet skjedde i forbindelse med injisering mot hydrostatisk trykk på ca 400 m Vs. Minste hovedspenning anslås (med bakgrunn i spenningsmålinger i området) å være horisontal, med størrelse tilsvarende vanntrykket (400 meter overdekning), mens største hovedspenning var ca 3 ganger høyere. Det ble injisert mot en steiltstående leirsone 45° på tunnelaksen. Sonens skjæringsvinkel med tunnelen samt høyt leirinnhold vanskeliggjorde effektiv injisering med tilstrekkelig avstand til tunnelperiferien, og det må antas at fullt vanntrykk har kunnet bygge seg opp like utenfor tunnelkonturen. Den resulterende spenningssituasjon er skissert på Figur 31.9, basert på tangentialspenningsfordeling etter Kirsch og poretrykksfordeling som beskrevet i kap 3.

Det fremgår at negative spenninger (strekk) induseres tangentielt i hengen under frisprengning, forutsatt fullt vanntrykk (udrenert situasjon). Dersom vannet får drenere til tunnelen, vil spenningene endres i positiv retning (endelige situasjon med tangentialspenning i konturen lik null vises på den øverste kurven). Endringen skjer umiddelbart i konturen, og tar lengre tid desto dypere inn i bergmassen. Ved injeksjon hindres denne spenningsendringen i det partiet som blir liggende utenfor injeksjonsskjermen,- i dette tilfellet anslås det utviklet opp mot i størrelsesorden 1 MPa strekkspenning, og brudd er ikke ulogisk.

I følge Kirch vil strekkspenninger kunne oppstå selv uten vatn til stede dersom spenningsanisotropien er stor (forholdet mellom minste og største hovedspenning er mindre enn 1:3). Sikkerheten mot hydraulisk brudd i "tunnelens influenssone" (i praksis innenfor 1 diameters avstand fra tunnelkonturen) er således sterkt avhengig av både bergspenningenes størrelse og anisotropi, samt vanntrykket (og forhold som påvirker dette, f eks injeksjonsarbeid).

En situasjon som beskrevet fra Vatnedalen kan ikke skje dersom minste tangentialspenning er høyere enn det hydrostatiske vanntrykk. Et kriterium for minste overdekning basert på denne betingelse vil se ut som vist på Figur 31.10. Det framgår av figuren at spenningsanisotropien (her vist som horisontalspenningsforholdet) vil ha avgjørende betydning for hvilken overdekning som kan velges, avhengig av sjødyp.



Figur 31.10 Overdekningskriterium basert på risiko for hydraulisk splitting i tunnelens influenssone mhp bergspenninger. Innlagt spenningsbidrag fra 10 m løsmasse på sjøbunnen. (Delrapport 5)

Med dagens teknikker vil det medføre betydelige kostnader å måle bergspenningene under sjøen før tunnelen drives. Selv om bergspenningene også har stor betydning for stabilitet og sikring i svakhetssoner, er bergtrykksmålinger bak stuff kun i ett tilfelle benyttet som ledd i en verifisering av valgt sikring (Hjartøy).

Ved injeksjon vil det spesielt være viktig å forvisse seg om at injeksjonsskjermen har tilstrekkelig utbredelse ut fra tunnelen (krever poretrykksmålinger). Dersom injeksjonsskjermens tykkelse er tilstrekkelig, vil et overdekningskriterium som antydet på Figur 31.10 være mindre aktuelt.

Horisontalspenningsforhold mindre enn 1 er antagelig lite sannsynlig for fjordkrysninger. Figuren viser da at 10 m fjelloverdekning kan tillates ved 25 meter sjødyp, økende til 70 meter ved sjødyp på 250 m. I sammenligning med Figur 31.2 indikerer dette at de undersjøiske tunnelene som hittil er drevet i Norge ligger med tilstrekkelig overdekning til å unngå hydraulisk splitting i eventuelt for tynn injeksjonsskjerm.

6. NOEN HOVEDKONKLUSJONER FRA PROSJEKTET

I prosjektet er det foretatt både teoretiske og empiriske analyser for å framskaffe et best mulig grunnlag for vurdering av stabilitet og lekkasjer som funksjon av overdekning. Erfaringer fra både konvensjonelle tunneler under land og undersjøiske tunneler er benyttet i dette arbeidet.

Et hovedproblem ved driving av undersjøiske tunneler har vært stabilitet i svakhetssoner. Flere tilfeller av ras på stuff er dokumentert, men det er ikke funnet indikasjoner på at risiko for ras har sammenheng med for liten fjelloverdekning. Teoretiske betraktninger tilsier at noe redusert overdekning ikke medfører forverret stabilitet. Rasrisiko synes derfor snarere å være en funksjon av prosedyrer og beredskap enn overdekning.

De overdekningsforholdene som har vært benyttet ved undersjøiske tunneler i Norge synes generelt å være godt på den sikre siden i sammenligning med utenlandske anlegg.

Erfaringer fra tunneler under land representerer fortsatt et nyttig grunnlag med relevans også til problemer som kan påtreffes i undersjøiske tunneler. Fra denne studien nevnes spesielt;

- Både teoretiske beregninger og eksempler fra praksis viser rastilfeller med forplantning til dagen ved overdekningsforhold som er langt høyere enn det som er normal praksis for undersjøiske tunneler.
- Ras på stuff kan utvikles mindre enn 5 minutter etter frisprengning, men det er også flere eksempler på ras først flere år etter at tunnelen ble tatt i bruk.
- Det kan utvikles ras bak stuff selv i partier med full betongutstøpning dersom dimensjonering eller kvalitet på materialer eller utførelse er mangelfull.
- Leirmineraler (type og innhold), spenninger og lekkasjeforhold er avgjørende parametre for stabiliteten i svakhetssoner.

- Det finnes flere eksempler fra tunneldrift under land med betydelig vanskeligere lekkasjeforholdene enn det som er erfart i undersjøiske tunneler. Vanninnbrudd har medført drukning av tunneler. Risikoen for drukning synes imidlertid nær eliminert i undersjøiske tunneler, hvor sonderboring foran stuff er en selvfølgelig rutine.

Resultatene fra prosjektet bidrar til å understreke viktigheten av følgende forhold:

- Grundige forundersøkelser for i størst mulig grad å unngå overraskelser under driving av tunnelen.

- Nøye oppfølging med kontinuerlig revisjon av tolkninger fra forundersøkelsene, og med kontrollerende og supplerende undersøkelser under driving i form av kartlegging og sonderboring foran stuff.

- Planmessig kvalitetskontroll av sprengnings- og sikringsarbeidene, særlig i partier med vanskelige fjellforhold.

Med relevante og grundige geoundersøkelser samt nøye oppfølging og høy grad av beredskap under driving, vil det være mulig å drive undersjøiske tunneler med mindre overdekning enn dagens praksis tilsier. Dette forutsetter imidlertid at sikkerhet prioriteres foran inndrift.

For en bredere dekning av konklusjonene fra prosjektet henvises det til de enkelte delrapportene.

REFERANSER

Rapporter:

RISTE, Ø. (1989): "Stabilitet i undersjøiske tunneler. Delrapport 1 - Flekkerøytunnelen". SINTEF Rapport STF36 F89090, 19 s + bilag

DAHLØ, T.S. (1990): "Stabilitet i undersjøiske tunneler. Delrapport 2 - Ras i undersjøiske tunneler". SINTEF Rapport STF36 F90004, 34 s

NILSEN, B. (1990): "Stabilitet i undersjøiske tunneler. Delrapport 3 - Empirisk analyse av minste fjelloverdekning". SINTEF Rapport STF36 F90029, 17 s + bilag

DAHLØ, T.S. og NILSEN, B. (1990): "Stability in sub-sea tunnels. Report No. 4 - Stability and cover of Norwegian hard rock sub-sea tunnels". SINTEF Rapport STF36 A90079, 9 s

LU, M. og NILSEN, B. (1990): "Stability in sub-sea tunnels. Report No. 5 - Analytic study of the minimum rock cover for subsea tunnels". SINTEF Rapport STF36 A90086, 9 s

NILSEN, B. (1990): "Stability in sub-sea tunnels. Report No. 6 - The optimum rock cover for subsea tunnels". SINTEF Rapport STF36 A90087, 9 s

NILSEN, B. (1990): "Stabilitet i undersjøiske tunneler. Delrapport 7 - Ras i "konvensjonelle" tunneler". SINTEF Rapport STF36 F90092, 28 s

DAHLØ, T.S. (1991): "Stabilitet i undersjøiske tunneler. Delrapport 8 - Overdekning og vannforhold". SINTEF Rapport STF36 F91011, 44 s

NILSEN, B. (1990): "Stabilitet i undersjøiske tunneler. Delrapport 8 - sluttrapport". SINTEF Rapport STF36 F91012, 13 s

Artikler:

DAHLØ, T.S. og NILSEN, B. (1990): "Stability and cover of Norwegian hard rock sub-sea tunnels". Foredrag ved "2nd Int. Symposium on Strait Crossings", Trondheim, juni 1990, Balkema forlag, s 193 - 200

LU, M. og NILSEN, B. (1990): "Analytic study of the minimum rock cover for subsea tunnels". Foredrag ved "2nd Int. Symposium on Strait Crossings", Trondheim, juni 1990, Balkema forlag, s 201 - 208

NILSEN, B. (1990): "The optimum rock cover for subsea tunnels". Foredrag ved "31st U.S. Symp. on Rock Mechanics", Golden, juni 1990, Balkema forlag, s 1005 - 1012

NILSEN, B. (1990): "Tunneler under fjorder og sund - en utfordring for ingeniørgeologen". Geonytt nr 3/90, NGF, s 3 - 5

NILSEN, B. (1990): Optimal fjelloverdekning for undersjøiske tunneler". NTNF's Årskonferanse '90 for BA-Næringen, Seksjon F, 6 s

ARKEOLOGISKE UNDERSØKELSER VED HJELP AV NGI's GEO-RADAR
Archeological investigations with NGI's geo-radar

Cand.scient Jan Kristiansen
Dr. Fan-nian Kong

Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

NGI har utført geo-radar undersøkelser i to arkeologiske områder; et område i Peru og et område på Tenerife. Begge steder ble det foretatt undersøkelser i pyramide-konstruksjoner. NGI's geo-radar bygger på frekvens-syntiserte signaler. NGI designer sine egne antenner som passer for de materialer det måles i.

SUMMARY

NGI has performed geo-radar investigations at two archeological sites, one in Peru and the other in the Canary Islands; both detecting anomalies in pyramides. The NGI radar system uses frequency synthesized signals. NGI builds antennas which are specially designed for the material to be investigated.

INTRODUKSJON

Bruken av elektromagnetiske bølger for å undersøke geomaterialer har vært gjenstand for forskning og utvikling gjennom mange ti-år. Geo-radaren kan med høy oppløsning kartlegge gjenstander helt ned til noen ti-talls meter i materialer med lav dempning. Eksempler på slike materialer er sand, grus, berg og ferskt vann. Dybden de elektro-magnetiske signalene kan nå, synker til noen meter for materialer med høy dempning, slik som leire. Har en i minne begrensningene for radaren, er det vår overbevisning at geo-radaren vil bli et nyttig redskap innenfor områder som miljø- og geotekniske undersøkelser, såvel som arkeologiske undersøkelser.

GEO-RADAR SYSTEMET

NGI's radar system bruker frekvens-syntiserte signaler. Dette vil si at en kan tilpasse frekvensene på det signalet en sender ut etter det materialet en skal undersøke og hvor dypt en er interessert i å "se". Dette gir stor fleksibilitet sammenliknet med de vanlige konvensjonelle impuls-radarene. NGI lager også egne antenner, skreddersydde for den jobben som skal utføres.

Med den erfaringen vi har skaffet oss gjennom de siste års praksis, og den tekniske utviklingen som har foregått på radarsystemet, er NGI i dag en av de ledende i Norge når det gjelder geo-radar.

UNDERSØKELSER I PERU

I de arkeologiske områdene ved landsbyen Tucume i Peru arbeider en internasjonal gruppe arkeologer ledet av Dr. Thor Heyerdahl. De arbeider i et område på ca. 2 km^2, der det finnes flere store pyramider. Typisk størrelse på pyramidene er 30 m høye x 30 m brede x 60 m lange. Pyramidene er laget av blokker (ca. 20 x 30 x 40 cm.) med tørket leire, kalt adobe. Materialet demper de elektromagnetiske (EM) bølgene relativt mye på grunn av høyt saltinnhold. Dempnigen er på ca. 10 dB pr. meter for et 100 MHz signal.

Det ble utført to typer målinger i området i den hensikt å kartlegge interiøret i pyramidene. En type måling var refleksjonsmålinger for kartlegging av grunnen, figur 1. Det ble her brukt signaler med en senter-frekvens rundt 100-150 MHz.

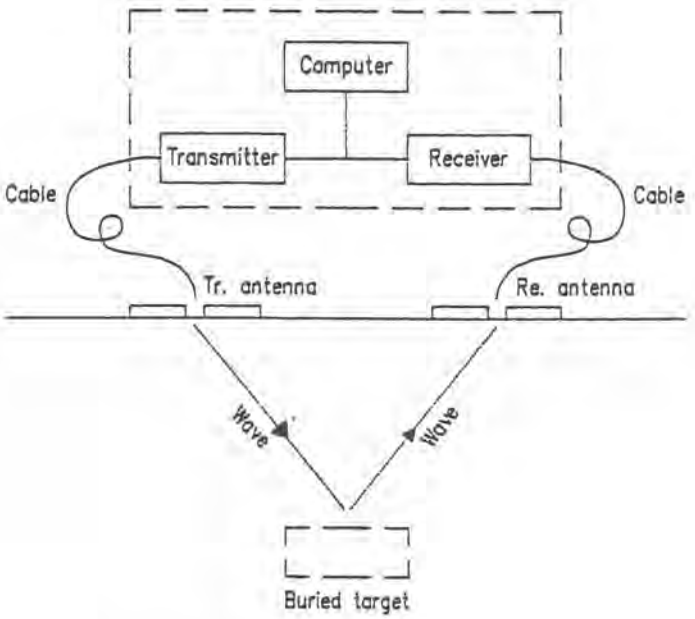


Fig. 1 Radar-/refleksjonsmålinger

Den andre type målinger var transmisjonsmålinger ved lavere frekvenser. Det ble her plassert en sender på en side av strukturen og en mottaker på den andre siden, figur 2. På denne måten får en et "gjennomlysnings bilde" av strukturene innvendig.

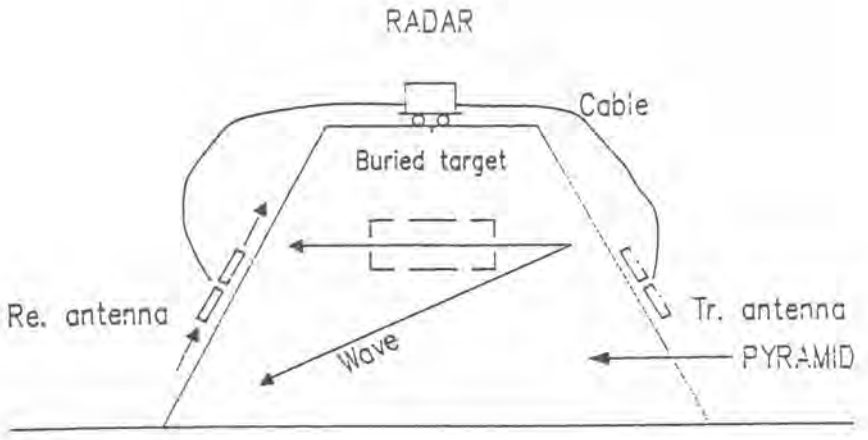


Fig. 2 Radar-/transmisjonsmålinger

Resultatene viste at refleksjonsmålingene kunne kartlegge objekter ned til 5 meter. Dette er svært nyttig når en skal planlegge den videre utgravningsplanen.

Ved hjelp av transmisjonsmålingene fant vi forandringer i material egenskapene i den største pyramiden i området. Dette stadfestet teorier om at det her var påbygget en pyramide over en eldere pyramide. Radar målingene kunne også gi nyttige resultater i områder der en ikke kunne se reflektorer. Dette sparer arkeologene for svært mye arbeid. Arkeologiske utgravninger er som kjent svært tidkrevende. Pr. 4. oktober 1991 har utgravningene ikke kommet ned til de nivåer der NGI rapporterte interessante reflektorer.

UNDERSØKELSER PÅ TENERIFE

Det andre området det er foretatt målinger i forbindelse med arkeologiske undersøkelser, er på ferieøya Tenerife, Spania. Her finnes de stein strukturer som er 10 m høye, ca. 30 m brede og med varierende lengde. Dr. Heyerdahl tror at disse strukturene kan være nøkkelen til sammenhengen mellom sivilisasjonen i det gamle Egypt og den nye verden av Aztecerne og Maya indianerne i Latin Amerika.

Målingene ble utført på toppen av stenstrukturene og på plattformene mellom stenstrukturene. NGI kunne med radaren "se" mer enn 5 meter inn i strukturene. NGI's oppgave på Tenerife var å anbefale et sted å begynne utgravningene.

Den sterkeste reflektoren ble funnet i et område på plattformen mellom strukturene, figur 3.

Utgravningene ble påbegynt ca. 20 september 1991.

REFERANSER

GEO-RADAR APPLICATION IN ARCHAEOLOGY PERU TUCUME PYRAMIDE RADAR DETECTION, NGI REPORT 901034-1, 11 DECEMBER 1990.

RADAR DETECTION OF STONE STRUCTURES AT GUIMAR, TENERIFE, NGI REPORT 911001-1, 26 FEBRUARY 1991.

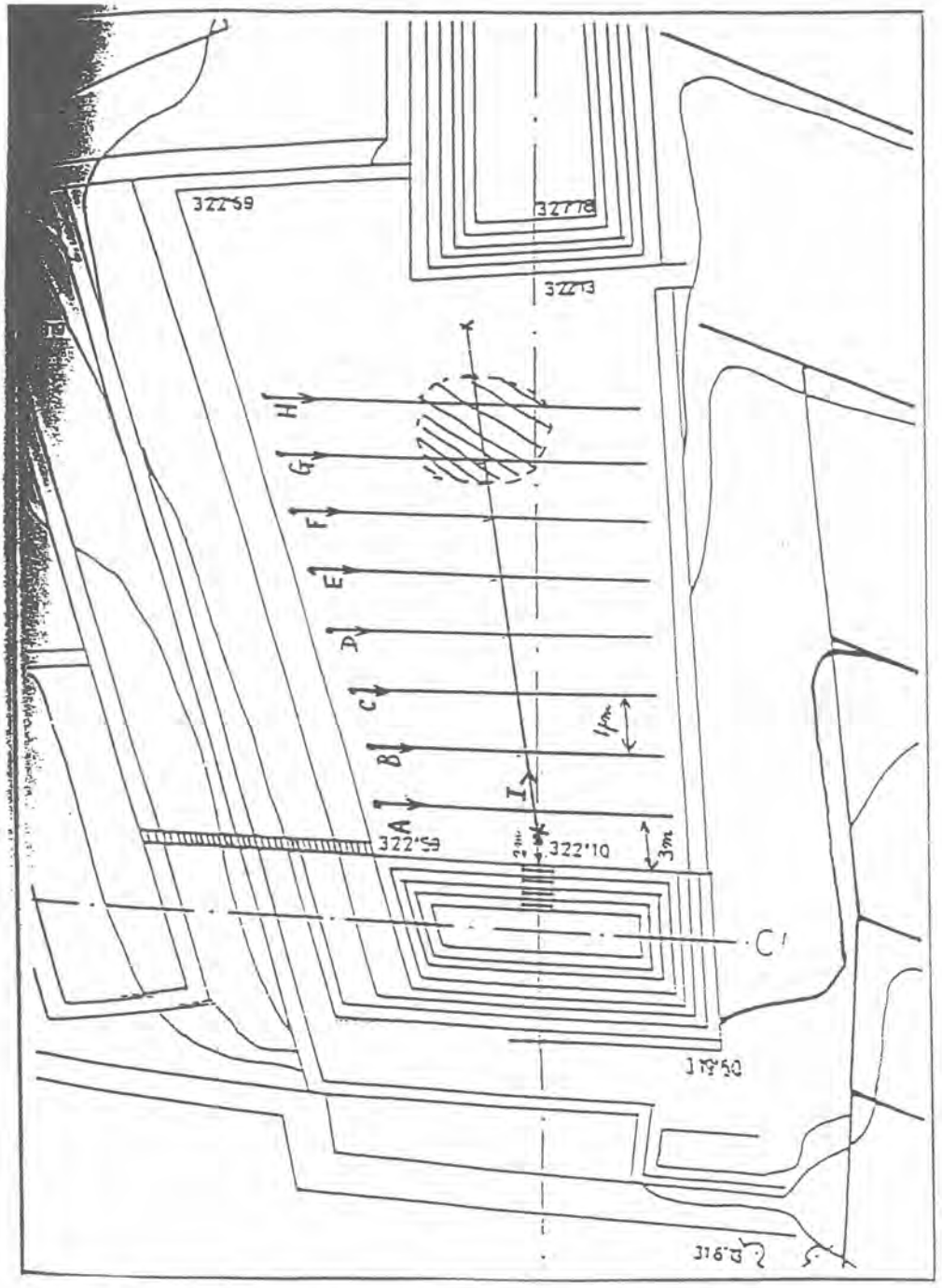


Fig. 3 Målinger på platform mellom steinstrukturer, med største reflektor inntegnet (skravert)

f:brukere\jkr\fjellkon.91

TROLL - FASE 1, LANDFALLSTUNNEL TIL KOLLSNES
HØYE MÅL FOR ARBEIDSSIKKERHETEN I ANLEGGSFASEN

Troll - fase I, tunnels to Kollsnes
Ambitious targets for the safety during the construction period.

Siv.ing Brede Nermoen A/S Norske shell

SAMMENDRAG

I Trollprosjektet inngår det bygging av ca. 6,8 km undersjøiske tunneler med forskjellige tverrsnitt. A/S Norske shell er utbyggingsopperatør og har satt seg høye mål for arbeidssikkerheten i anleggsfasen.

Gjennom prekvalifisering og forarbeide til tunnelkontrakten ble det påvist H-verdier mellom 18 og 60 hos aktuelle entreprenører. Statistikkene viste en overhyppighet av skader som følge av skli/fall, steinnedfall, sprut og klem.

Som ledd i arbeidet med å forbedre denne statistikken drastisk forlanges det for denne kontrakten at alt personell skal ha gjennomført et 40 timers verne/sikkerhetskurs av vanlig anerkjent type innen bransjen. Videre blir det gjennomført et 8 timers innføringskurs for alle som skal være på anlegget.

Det stilles også spesielle tekniske krav på sikkerhetssiden, så som påbud om bruk av vernebriller i tunnelen, eget nødluftsystem med redningskonteinere, utttak for brannslanger for hver 50 m, sambandssystem gjennom alle tunneler og prosedyrer for kontroll og vedlikehold av kjøretøy.

SUMMARY

The Troll project will excavate about 6,8 km tunnels to bring the multiphase gas mixture from the offshore gasfield to an onshore terminal. During prequalification of contractors, H-values between 18 and 60 was observed. To reach the projects ambitious targets for safety (H-value as near 0 as posible), several items have been included in the contract.

All workers under this contract have to prove participation in a 40 hour safety course. Before starting the work at site everyone have to attend a one-day introduction.

There will be instaled fire hoses, emergency air supply and street lamps along all tunnels. A rescue container with separate air supply will follow about 150 m behind the tunnelhead, and all workers are instructed to use eyeprotection in the tunnel.

TROLLPROSJEKTET

A/S Norske shell er utbyggingsopperatør for fase I av gassfeltet Troll, ca 85 km vest for Bergen. For å redusere ofshoreaktivitetene til et minimum i driftsfasen, ble det besluttet å bygge et prosesseringsanlegg for gass på Kollsnes i Øygarden kommune, nordvest for Bergen.

Fra en platform plassert på feltet skal gass og kondensat transporteres som tofase-strøm i rørledninger mot land, hvor den etter behandling eksporteres i nye rørledninger mot kontinentet. For å få rørledningene gjennom den kuperte strandsonen bygges det et tunnelsystem ut under sjøen.

Den delen av Trollprosjektet som i hovedsak knytter seg til våre fagområder er sprenging og sikring av ca 6,8 km tunneler med varierende tverrsnitt, og sprenging og sikring av 3 ca 30 m lange vertikale sjakter med utslag på ca 160 m vanndyp. Totalt prosjektert utsprengt volum inklusive opsjoner er i dag ca 690 000 m³ fast fjell.

I tunnelkontrakten inngår også knusing, transport og utlegging av stein for nedfylling av gassrørene i tunnelen.

Planering av områdene hvor prosessanlegget skal ligge blir satt ut på egen entreprise.

GRUNNLAG

Trollprosjektet er i "ånd og natur" et offshore-prosjekt som i alle ledd bygger på erfaringer og tradisjoner fra Shells virksomhet over hele verden generelt, og Nordsjøen spesielt. Dette kommer til syne i måten kontrakter utformes og håndteres på, og ikke minst i forholdet til sikkerhet.

Som et overordnet grunnlag for områdene helse, sikkerhet og miljø (HSM) gjelder A/S Norske shell sin politikk på dette området. Den sier at man skal drive sin virksomhet slik at man:

- Fremmer helse og sikkerhet for egne ansatte så vel som entreprenører
- Skaper et godt og sikkert arbeidsmiljø
- Verner om miljøet
- Beskytter allmenheten mot skade og forhindre ødeleggelse eller tap av materielle verdier

Til slutt sies det at helse, sikkerhet og miljø er likeverdige med selskapets øvrige foretningsmålsetninger.

Disse tingene er for prosjektet gitt uttrykk gjennom et eget HSM-program og et dokument som heter "Sikkerhetskrav for

anleggsarbeid". Sammen med kontraktens bestemmelser gir dette i hovedsak rammene for entreprenørens arbeid med sikkerhet.

Av viktige momenter fra disse dokumentene skal spesielt framheves en oversikt over prosjektets målsetninger innen HSM og strategiene for å nå disse, klargjøring av ansvar, regler for å "måle" resultatene innen HSM, referansedokumenter, regler for rapportering og oppfølging av ulykker og krav til arbeidsprosedyrer.

For det offshore-relaterte arbeidet finnes det etter mange år gode rutiner og spesifikasjoner som nå virker til å holde skadestatestikken her på et betydelig lavere nivå enn for anleggsarbeider på land. Som en del av prekvalifiseringen for tunnelkontrakten ble det derfor innhentet skadestatestikk fra de enkelte firma for at man skulle få en liten oversikt over tilstanden innen bransjen.

STATISTIKK

På grunn av varierende praksis og rutiner er ulykkesstatistikken for landarbeider neppe helt sammenlignbar med statistikken fra offshore, med unntak av ulykker som myndighetene krever rapportert.

Våre enkle undersøkelser synes å vise at H-verdien (antall skader pr. million arbeidstimer som har medført fravær) de siste 3 årene (1988-1990) varierer sterkt. Vi har registrert H-verdier fra 18 opp til 60. Dette er vel å merke hos større entreprenører som man må anta har de største ressursene og selv har jobbet mest med problemene.

Den tilgjengelige statistikken viser ikke "nesten-ulykker" eller ulykker hvor arbeidere har fått førstehjelpsbehandling, men ikke vært fraværende påfølgende dag.

Gjennomgangen av det innsamlede materialet viser ikke overraskende for de som ferdes i anleggsmiljøet, at de fleste skadene finnes innen gruppene fall/skli, steinnedfall, sprut og klem. Skader som følge av brann, elektrisk anlegg og gassforgiftning forekommer i mindre antall, men synes samtidig å være mer alvorlige når de først forekommer.

For sammenligning kan det nevnes at det som et av hovedmålene for A/S Norske shell i 1991 er satt opp at man skal en frekvens på fraværsulykker (H-verdi) på 0 for egne ansatte, og 1,5 for alle aktiviteter på sokkelen og på land som utføres for selskapet av entreprenører og andre.

Med dette utgangspunktet startet arbeidet med å lage en kontrakt for tunnelarbeidene, hvor prosjektet ønsket å legge

tilrette for en anleggsvirksomhet hvor ulykkestallet skulle reduseres drastisk i forhold til hva som synes å ha vært vanlig i bransjen.

DAGENS SITUASJON

Etter gjennomgang av en del eksisterende prosedyrer og arbeidsinstrukser er hovedinntrykket at svært mye av sikkerheten i tunnelarbeid er basert på den forutsetningen at man alltid har godt trente og samkjørte mannskaper. Dette kommer til uttrykk i ordet KAN i prosedyrene, og den forutsetningen at mannskapene kontinuerlig selv skal gjøre de nødvendige vurderingene. Vi tenker da f.eks. på valg av bormønster, ladningsmengde, tenningsrekkefølge, renske-måte, tid og nøyaktighet, valg av sikringsmidler, antall og utførelse. Alt dette samtidig som man de fleste steder fortsatt lønner etter akkord-prinsippet.

De fleste er nok også enige i påstanden om at vi her i landet har meget selvstendige og veltrenede tunnelarbeidere. Likevel viser det seg erfaringsmessig at det ofte er en overhyppighet av arbeidsulykker i oppstartfasen av et anlegg.

KONTRAKT OG SIKKERHET

For å kunne redusere antall arbeidsulykker betydelig i forhold til dagens situasjon ble tunnelarbeidene i en tidlig fase av prosjektet plukket ut som et område med spesielt høy risiko. Dette medførte at det i arbeidet med kontrakten ble forsøkt formidlet til tilbyderene hvilke høye mål prosjektet hadde, og at de måtte ta økonomisk høyde for å kunne gjennomføre tiltak for å nå målene.

Av rene krav skal spesielt trekkes fram at det for denne kontrakten kreves at samtlige av entreprenørens og eventuelle underentreprenørers personell på anlegget skal ha gjennomført et 40 timers verne/sikkerhetskurs av vanlig anerkjent type innen bransjen. Begrunnelsen for dette er at det må en generell nivåhevning til på sikkerhetsarbeidet, og utdannelse og kunnskap oppfatter vi i denne sammenheng som viktige forutsetninger. Det er den enkelte arbeider, som på et tunnelanlegg ofte har selvstendige arbeidsoppgaver, som selv må lære seg å vurdere om det han holder på med kan medføre fare. Dette må ikke forstås som en pulverisering av ansvaret, men snarere som at flere par øyne ser bedre enn verneombudets ene, og at jo flere som tenker sikkerhet jo flere praktiske forbedringer oppnås.

I tillegg til ovennevnte "grunnutdannelse" kreves det at alle gjennomgår et en-dags kurs på anlegget, arrangert av prosjektet. Dette tar for seg en presentasjon av anlegget og repeterer sentrale emner som går direkte på de

arbeidspoerasjonene som skal gjennomføres, samt at det gis en repetisjon i livreddende førstehjelp.

Av spesielle verne og sikkerhetstiltak vil vi trekke fram at det i alle deler av tunnelanlegget skal monteres lysanlegg. Kravet er lysstyrke minimum tilsvarende 1 stk 75 w lyspære for hver 15 m.

Det skal installeres et nødluftanlegg bestående av et 3" trykkluftrør med uttaksventiler for hver 30 m tilgjengelig for personell. Anlegget skal ha sepparat kompressor og skal ende i redningskontainere som følger stuffen. Kontainerne blir i tillegg utstyrt med førstehjelpsutstyr, redningsutstyr og røykdykkerutstyr. Dette er beregnet til bruk ved berging av skadet personell til kontaineren i påvente av evakuering.

Det blir i tunnelene montert 1,5" brannvannsuttak med 25 m slange for hver 50 m. Samtidig kreves det brannslukkningsapparater montert på alle kjøretøy og maskiner.

Alle kjøretøy og maskiner skal videre være utstyrt med førstehjelpsskrin, og det skal finnes fluktmasker for alt personell som befinner seg i tunnelen.

Kontrakten krever samband i tunnelen med telefon for hver 250 m. Dette synes nå å kunne bli løst med radiokomunikasjon hvor alle enheter blir utstyrt med slikt. Teknisk løses dette ved et UHF-samband med forsterkere for hver ca 900 m. Foreløpig synes den største hindringen for en slik løsning å ligge i det å få de nødvendige konsesjoner.

Det kreves etablert et system for kontroll med hvem som til enhver tid befinner seg inne i fjellanlegget, slik at man ved en ulykke straks kan ha en oversikt over hvor mange personer som kan være i faresonen og kan mobilisere ressurser etter dette. Utenom arbeidstid kreves det solid avlåsing av anlegget.

I et langt tunnelsystem med 1,7 km synk 1:7 må det settes spesielle krav til transportutstyr og trafikkregulering. Det er derfor krav om et system for kontroll før og etter kjøring, ukentlig kontroll osv. for alle kjøretøy. Disse kontrollene og vedlikeholdet skal utføres etter faste planer og dokumenteres.

For å avverge de hyppig forekommende sprut-(øye) skadene er det innført et absolutt påbud om bruk av vernebriller for alle som til enhver tid befinner seg i tunnelen.

ULYKKESRAPPORTERING

Det forlanges at alle ulykker og nesten-ulykker skal klassifiseres og rapporteres til A/S Norske shell. Dette skal

skje etter prosedyrer utarbeidet av entreprenøren, hvor også rutiner for oppfølging og etterforsking skal inngå.

Ulykkene skal inndeles i følgende 3 kategorier, avhengig av art og omfang:

Kategori 1
A) dødsulykker
B) varig invalid/ufør
C) varig delvis invalid/ufør
D) skade/tap over kr 1.000.000,-

Kategori 2
A) tapt arbeidsdag(er)
B) nedsatt arbeidsevne
C) skade/tap over kr 100.000,-

Kategori 3
A) legebehandling inkl. førstehjelp
B) mindre skade/tap
C) nesten-ulykke (skal behandles som ulykkeskategori tilsvarende potensiell skade/tap)

På bakgrunn av klassifisering iverksettes forskjellige tiltak med hensyn på varsling og etterforskning. Dette danner også grunnlaget for utarbeidelse av statistikk.

AVSLUTNING

Med bakgrunn i det ovenstående, aktiv oppfølging fra prosjektet og hyppig trening i bruk av redningsutstyr er det et berettiget håp om at ulykkesstatistikken for dette anlegget skal skille seg ut i positiv retning. Videre håper vi at bevisstgjøringen med hensyn til sikkerhet og oppfølging av nestenulykker skal gi praktisk erfaring og fremskaffe forbedringer som kan komme hele bransjen til gode, og bekrefte påstanden om at investering i sikkerhet med færre ulykker som resultat, er en god investering.

Sivilingeniør Arne S. Simonsen
NOTEBY A/S

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

TRYKKSONDERING - PRAKTISKE ERFARINGER FRA HOVEDFLYPLASSUNDERSØKELSENE PÅ GARDERMOEN

CPT-soundings. Practicle experiences from soil investigations for a new international airport at Gardermoen

Siviling. Odd Gregersen
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Grunnundersøkelsene for hovedflyplassprosjektet på Gardermoen forutsatte utstrakt bruk av CPT-boringer. NGI valgte å anvende et relativt nyutviklet utstyr, type Memocone. Utstyret er langt enklere i bruk enn tradisjonelt CPT-utstyr. Til sammen er det utført 113 CPT sonderinger, tilsvarende nesten 4000 lm boring. Utstyret har svart til forventningene på alle måter. Det er rasjonelt og effektivt i drift. Det har et pålitelig dataregistreringssystem og er meget robust. Resultatene har gitt grunnlag for en ganske detaljert og entydig beskrivelse av grunnforholdene i området, samt gitt grunnlag for skjærstyrkebestemmelser i leiravsetningene. De gode resultatene gir grunnlag for å tro at vi nå vil oppleve et gjennomslag for anvendelse av CPT-sonderinger i forbindelse med grunnundersøkelser på land i Norge.

SUMMARY

The soil investigations for a new international airport at Gardermoen included extensive use of CPT soundings. NGI chose to use a simplified fairly newly developed system, the Memocone type. All together 113 CPT soundings, or nearly 4000 meters of soundings, were carried out. The Memocone equipment stood up to the test. It is simple in use, it proved to have a reliable data recording system, and it is very robust. The data have made possible a fairly detailed description of the soil conditions and allows for the determination of shear strength parameters in the clay layers. The positive experiences from the CPT tests at Gardermoen may be the break through for the use of this equipment in soil investigations i Norway.

TRYKKSONDERING HAR VÆRT LITE BRUKT I NORGE

Trykksondering er en av de klassiske feltundersøkelsesmetodene. Figur 1, arkivbilde fra NGI, dokumenterer dette. Utstyret er gjennom tiden modernisert i flere faser og er i dag en avansert og svært informativ undersøkelsesmetode. Trykksondering er midlertid helt til i dag i liten grad blitt benyttet på land i Norge. Dette til tross for at trykksondering (CPT) gir mer informasjon om grunnen enn andre sammenlignbare undersøkelsesmetoder. Det er flere grunner til dette tilsynelatende misforholdet:

- Metoden har i stor grad vært anvendt i sand- og siltavsetninger, grunnforhold det er relativt lite av i Norge.
- For undersøkelse av leiravsetninger finnes det andre gode undersøkelsesmetoder som er godt innarbeidet i norsk geoteknikk.
- CPT-utstyret som har vært på markedet, har vært lite feltmessig. Gjennomføring av undersøkelsen har vært tidkrevende og/eller utstyret har vært lite robust. Faren for brekkasje med tap av kostbart utstyr har vært stor.

Figur 1 Trykksondering på NGI i 50-årene

At utstyret har vært lite feltmessig, ansees å være hovedårsaken til at metoden har vært lite anvendt i Norge helt frem til i dag. Figur 1 viser hvordan utstyret var i 50- og 60-årene. Både feltarbeidet og databearbeidingen var tidkrevende. Metoden kunne ikke konkurrere med andre undersøkelsesmetoder.

I de senere årene er utstyret videreutviklet slik at interpreteringsmulighetene er sterkt forbedret. Jeg tenker da først og fremst på muligheten for måling av poretrykk (Piezocone). Den feltmessige utviklingen holdt imidlertid ikke følge. Figur 2 viser CPT-utstyret til NGI i begynnelsen av 1980-årene. For å operere utstyret krevdes datakyndige personer i felt i tillegg til boreleder, helst flatt terreng og pent vær. Likeledes var selve

sonderingsutstyret svært upraktisk. En var avhengig av gjennomgående kabel fra spissen og opp til terreng. Likeledes, metningen av sonden før måling av poretrykk, var en tidkrevende prosess og lite egnet å utføre i en feltsituasjon.

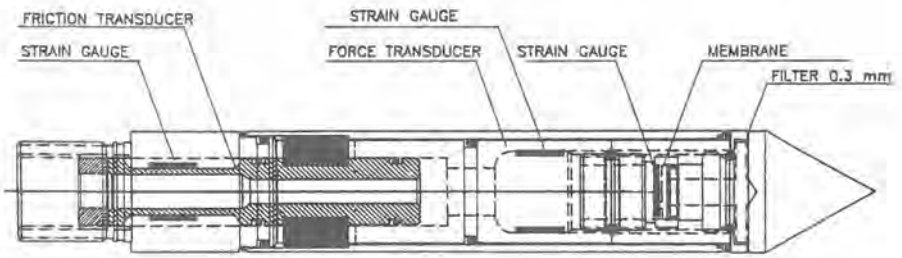
Figur 2 Trykksondering på NGI i begynnelsen av 80-årene

"MEMOCONE" ER ET MODERNE CPT-UTSTYR, BYGGET FOR RASJONELL OPERASJON I FELT

De store feltundersøkelsene knyttet til hovedflyplassprosjektet på Gardermoen forutsatte utstrakt bruk av CPT. Dette gjelder både undersøkelsen for Luftfartsverket og NSB. NGI hadde på forhånd gått til anskaffelse av, og opparbeidet en viss erfaring med et nytt CPT-utstyr, spesielt konstruert for å tilpasse kravene til funksjonalitet i felt. Utstyret heter Memocone og produseres av ENVI (Environmental Mechanics AB) i Sverige. NGI valgte å satse på dette utstyret for Gardermoen-undersøkelsene.

Utstyret består i hovedsak av en datainnsamlingsenhet (Geoprinter) montert på boreriggen og selve sonden (Memocone) som presses ned i bakken. Data fra sonderiggene registreres og lagres i et interminne i Memoconen. Skisse av memoconen er vist i Figur 3.

Med tanke på det feltoperative er det spesielt to forhold som skiller dette utstyret fra tradisjonelt utstyr. For det første er det ingen kabelforbindelse fra sonden og opp til riggen. Dette gjør utstyret



Figur 3 Skisse av CPT-sonde, type Memocone

enkelt og praktisk å bruke. For det andre, mettingen av poretrykksmåleren, som har vært en tidkrevende og feltmessig vanskelig operasjon, er nå svært forenklet. Filteret er nå erstattet med en stålring med 0,3 mm slisseåpning inn i spissen. Spiss og poretrykkskammer mettes ved at spissen fylles med fett og poretrykkskammeret med vann eller frostvæske. Under forutsetning av at det ikke er luftlommer i fettet, vil spissen kunne skrus på sonden uten at luft fanges i spissens hulrom. Fettet hindrer væske å renne ut før sonden settes ned i bakken og under penetrering i umettet sone.

NGI har gjennomført en forholdsvis inngående kalibrering/uttesting av 3 ulike Memocone-sonder i forbindelse med gjennomføringen av undersøkelsene på Gardermoen. Forsøkene, som er utført både i laboratoriet og i felt, har omfattet:

> Spissmotstanden, poretrykksregisteringen, α-verdien (konens arealforhold: areal nedadrettet vanntrykk/totalt tverrsnitt) og temperaturdrift.

Kalibreringene er utført før, under og etter gjennomføring av feltarbeidene. Feltforsøkene ble utført på NGIs forsøksfelt på Lierstranda og Onsøy. Det er fra tidligere utført CPT-forsøk med ulike typer sonder på disse feltene.

Kalibreringene/uttestingen viste at Memocone synes å ha en tilfredsstillende nøyaktighet (nasjonale og internasjonale krav) samt en god stabilitet over tid. Uttestingen viste at en kan forvente normalt pålitelige data ved bruk av Memocone.

UNDERSØKELSENE HAR VIST AT MEMOCONE-SYSTEMET ER RASJONELT OG DRIFTSIKKERT OG REPRESENTERER EN NY GENERASJON CPT-UTSTYR TILRETTELAGT FOR PRODUKSJONSBORING.

Tilsammen har vi utført 113 CPT-sonderinger, tilsvarende nesten 4000 løpemeter i forbindelse med Gardermoen-undersøkelsene. Boringene ble utført i ulike typer masser, deriblant meget faste sandmasser med tykke gruslag. Flere av boringene gikk ned til ca 60 m dybde.

La meg fastslå med en gang at utstyret her fungerte meget tilfredsstillende. Et argument mot "Memocone" har vært at en ikke har noen kontroll med dataregistreringen under selve gjennomføringen. Dette fordi dataene lagres i et internminne i spissen. Dette har ikke vært noe stort problem i forbindelse med de utførte undersøkelsene. Feltutskrift av resultatene oppnås i forbindelse med overspilling av dataene umiddelbart etter opptrekk av sonden. Kvaliteten på sonderingen kan derved vurderes umiddelbart. Av de 113 sonderingene mistet vi dataene 3 eller 4 ganger. Dette skyldes problemer med batterispenninger. Ved alltid å ha friske batterier er dette problemet i realiteten løst. En annen form for uregelmessighet som kunne forekomme, var at kreftene på spissen ble overført til poretrykksgiveren slik at de målte poretrykkene ble misvisende. Disse feilmålingene var lette å identifisere og skyldes at sandkorn presset seg inn i slissen mellom spissen og poretrykksenheten. I disse tilfellene måtte sonderingene utføres på nytt. For å unngå/redusere faren for at slike situasjoner skulle oppstå, var det nødvendig å foreta en nøye rengjøring og metting av sonden forut for hver enkelt sondering. Dette er nå en rutinemessig prosedyre ved bruk av Memocone-sonden.

Vår erfaring med "Memocone" etter disse omfattende undersøkelsene er altså at utstyret er meget pålitelig. Memoconen er også et robust utstyr. For de fleste av boringene har nedpressingskraften vært så stor som 8 - 10 tonn. Utstyret har således vært utsatt for store krefter. Dette er dokumentert ved at selve spissen ofte ble sterkt deformert i løpet av en boring. Figur 4 viser foto av en ny spiss og en spiss som viser tydelige tegn på flytning i stålet. Etterkalibrering av sondene viser at giversystemet ikke er blitt påvirket av de store belastningene. Heller ikke har vi mistet noen sonder i forbindelse med penetrering av lag av grus og stein. Det skal imidlertid bemerkes at dreie-trykksonderinger var utført på forhånd på de fleste stedene hvor CPT skulle utføres. Dette ga verdifull forhåndsinformasjon til boreformannen.

Det gjennomførte feltprogrammet har også dokumentert at produksjonsboring nå kan utføres med CPT-utstyr. Dette er en ny situasjon, og en nødvendig forutsetning for å bli konkurransedyktig med andre innarbeidede undersøkelsesmetoder. CPT-sonderinger kan nå utføres med en standard borerigg og 1 mann. Dette er viktig i dagens marked med 1-mannsrigger. For det andre er bruken av utstyret nå uavhengig av værforhold (ved metting av poretrykksenheten anvendes fett og ikke vann som tidligere). For det tredje, det kreves lite ekstrautstyr, idet det kan benyttes samme stenger som for dreie-trykksonderinger.

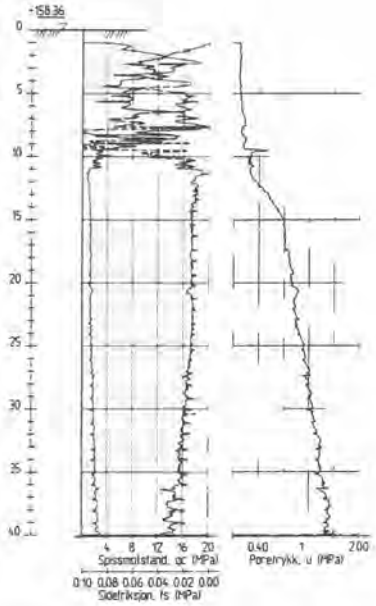
Figur 4 Ny spiss og deformert spiss

CPT-SONDERINGENE GIR GRUNNLAG FOR DETALJERT BESKRIVELSE AV JORDARTSVARIASJONER OG BESTEMMELSE AV UDRENERT SKJÆRSTYRKE

CPT-sonderingene utgjør en viktig del av de integrerte undersøkelsene på Gardermoen, både med hensyn til jordartsbeskrivelse og skjærstyrke-bestemmelser.

Tolkningen av sonderingene med hensyn til jordartsbeskrivelse er basert på både spissmotstanden, sidefriksjonen og poretrykkene. Figur 5 viser resultatene av en CPT-sondering av en mektig homogen leiravsetning med et ca 10 m sandlag på toppen. En skal spesielt legge merke til den store økningen i poretrykk i leiravsetningen i forhold til i sandavsetningen. Poretrykkene gir grunnlag for en entydig tolkning av skillet mellom sand og leire også for et lagdelt materiale. På Figur 6 er vist en leiravsetning med flere relativt tynne lag av silt og sand. Figur 7 viser en avsetning med vekselvise lag av sand, silt og leire. Også i dette tilfellet ser vi at poretrykkene reagerer spontant ved overgang fra et materiale til et annet og således utgjør en viktig del av tolkningen av sonderingen.

Bestemmelsen av udrenert skjærstyrke er basert på boringer hvor det hovedsakelig er boret i leire eller gjennom ett eller flere betydelige lag av leire. Basis for tolkningen er en tradisjonell bæreevne-betraktning, hvor den kritiske tilleggsbelastningen som kan påføres



Figur 5 CPT-data, sand over homogen leire

leiren, uttrykkes som en dimensjonsløs bæreevnefaktor, N, multiplisert med leirens skjærstyrke

$$\Delta q = N \cdot s_u$$

Tolkningen er for øvrig basert på relasjonene slik de er beskrevet i NGI-publikasjon nr 163.

På Figur 8 er vist beregnede aktive udrenerte skjærstyrker basert på målt spissmotstand og poretrykk.

Skjærstyrken innen et gitt dybdeintervall er angitt ved et tegnsymbol henholdsvisøverst og nederst i laget. Figur 8 viser resultatene fra et område som omfatter terrengavlastninger varierende fra 0 til ca 20 m. Beregningene viser, tross noe spredning i resultatene:

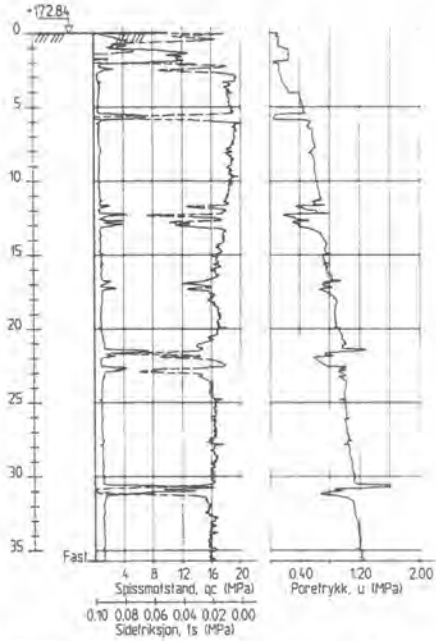
$$s_{u\ CPT} \approx 0{,}3\ p_c'$$

Her er p_c' lik dagens effektive overlagringstrykk i vedkommende dybde, eller tilsvarende et tenkt tidligere neddykket terreng på kote 200 $(p_c')_{200}$ der dette gir en høyere verdi. Et slikt forhold mellom utdrenert aktiv skjærstyrke og effektivt overlagringstrykk (evt. forbelastningstrykk) er karakteristisk for lavplastiske (siltige) norske leirer.

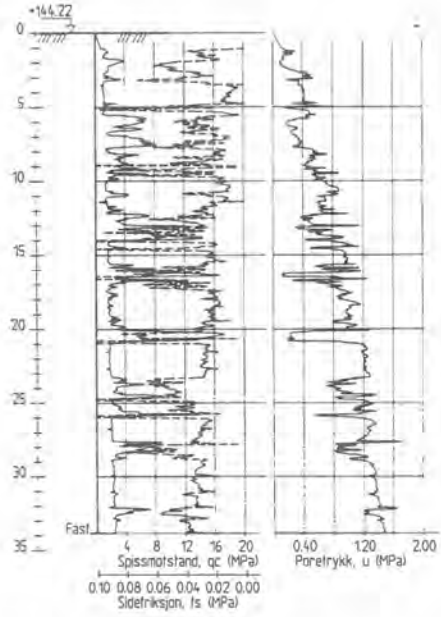
Studiet omfatter også områder hvor det har foregått betydelig erosjon slik at terrenget i dag ligger vesentlig lavere enn kote 200. Her har leiren gjennomgått en svelling på grunn av avlastningen og fått redusert skjærstyrke. CPT-sonderingene gir også grunnlag for bestemmelse av denne reduserte skjærstyrke, som kan uttrykkes som følger:

$$s_{u\ CPT} \approx 0{,}3\ [10 \cdot z + (p_c')_{200}]/2$$

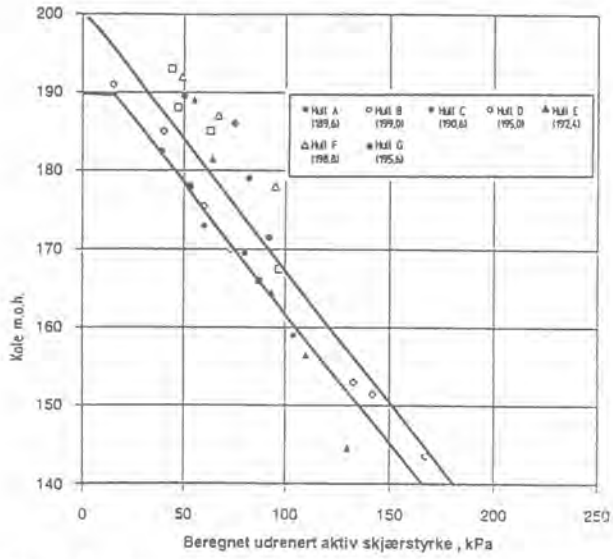
Her er $(p_c')_{200}$ som definert foran, og z er dybde i meter under dagens terreng.



Figur 6 CPT-data, leire med tynne sandlag



Figur 7 CPT-data, lagdelt leire silt og sand



Figur 8 Udrenert skjærstyrke fra CPT-boringer

TRYKKSONDERING MED PORETRYKKMÅLING - MER ENN BARE SONDERING?

The Cone Penetration Test - more than a sounding method?

Førsteamanuensis, Dr.ing. Rolf Sandven
Institutt for Geoteknikk, Norges Tekniske Høgskole

SAMMENDRAG

Trykksondering med poretrykkmåling (**CPTU**) er en mye benyttet metode ved grunnundersøkelser på kontinentalsokkelen, men har i Norge hittil vært relativt lite benyttet ved undersøkelser på land. I denne artikkelen gis en kort presentasjon av utstyr og forsøksprosedyrer, og det vises hvordan resultatene fra sonderingen kan benyttes til vurdering av laggrenser og jordartstype. Med bakgrunn i registrering av spissmotstand (q_T) og poretrykk (u_T) presenteres enkle metoder for tolkning av geotekniske parametre som udrenert skjærstyrke (s_u), prekonsolideringstrykk (p_c') og friksjon ($\tan\phi$). Tolkningsmetodene er anvendt på sonderingsresultater fra grunnundersøkelsen på Gardermoen, der det ble utført mer enn 70 trykksonderingshull i forskjellige jordarter. Tolkede parameterverdier er sammenlignet med laboratoriebestemte referanseverdier fra treaksial- og ødometerforsøk.

SUMMARY

The Cone Penetration Test with measurement of pore pressure (**CPTU**) is frequently used in site investigation programs on the Norwegian continental shelf. However, so far, the use has been rather limited in onshore practice, at least until the last couple of years. In this article, a short presentation of equipment and test procedures is given, and it is also shown how the test recordings can be used to evaluate stratification and penetrated soil types. Based on the recordings of cone resistance (q_T) and pore pressure (u_T), some simple methods for interpretation of undrained shear strength (s_u), preconsolidation pressure (p_c') and internal friction ($\tan\phi$) are presented. These methods have been applied to results from the major site investigation at Gardermoen, where more than 70 CPTU - profiles were carried out. Interpreted parameters are compared to reference data from laboratory triaxial- and oedometer tests.

INNLEDNING - BAKGRUNN

Konvensjonell trykksondering med registrering av spissmotstand og stangfriksjon ved nedpressing (***CPT*** - ***C***one ***P***enetration ***T***est) ble opprinnelig utviklet i Holland, der metoden fremdeles har en dominerende posisjon. CPT har vært kjent i Norge siden først på 1950 - tallet, men har i sin opprinnelige form vært relativt lite benyttet.
I begynnelsen på 1970 - tallet ble det ved Institutt for Geoteknikk, Norges Tekniske Høgskole utført trykksonderinger med måling av spissmotstand og friksjon i både sandige og leirige masser, der spesielt resultattolkningen ble viet stor interesse, se Janbu & Senneset (1974). Det som var spesielt med disse målingene var at det tett opp til selve trykksonderingene ble utført kontinuerlige sonderinger med elektriske piezometre, og med spisser der filteret var plassert på ulike steder langs sonden. Disse poretrykksonderingene kan således på mange måter regnes som forløperen til det vi idag kjenner som trykksondering med poretrykkmåling (***CPTU*** - ***C***one ***P***enetration ***T***est ***U***ndrained).

Siden den gang har det internasjonalt vært en rivende utvikling på utstyrssiden, og det har fra 1975 eksistert kommersielt tilgjengelig trykksonderingsutstyr med elektriske målere som muliggjør samtidig registrering av spissmotstand, friksjon og poretrykk ved nedpressing.

Trykksondering med poretrykkmåling har likevel ikke fått den utbredelse i landjordsgeoteknikken som metodens potensiale kanskje skulle tilsi. Unntaket her er ved grunnundersøkelser på kontinentalsokkelen, der trykksondering med poretrykkmåling er den klart dominerende metode. Det er her på sin plass å nevne den rolle oljeselskapene har hatt innen videreutvikling av metoden, både hva angår støtte til utvikling av utstyr og tolkningsmetoder.

Siktemålet med denne artikkelen er å vise hvilket potensiale trykksondering med poretrykkmåling har som grunnundersøkelsesmetode, og hvordan de registreringer som utføres kan utnyttes på en optimal måte. I denne artikkelen vil det således bli lagt vekt på den kombinerte bruk av resultatene for vurdering av jordartsforhold og lagdeling, og hvordan man ved hjelp av enkle, grunnleggende teoretiske prinsipper og tolkningsmetoder kan oppnå gode estimater av geotekniske parametre.

UTSTYR OG FORSØKSPROSEDYRER

Det er idag i bruk en rekke forskjellige typer trykksonderingsutstyr, der både utrustning og virkemåte kan variere. Trykksondens spissgeometri og størrelse er imidlertid standardisert, mens det er anbefalt en plassering av filteret like bak den koniske delen.
De størrelser som er vanlig å måle i et trykksonderingsforsøk er:

- spissmotstand, q_c
- totalporetrykk, u_T, på ett eller flere steder langs sonden

- sidefriksjon, f_s

Denne artikkelen omfatter i hovedsak bruk av spissmotstand- og poretrykkregistreringene. Måling av sidefriksjon er ofte noe mer usikker, og er derfor slik vi ser det av sekundær interesse når det gjelder informasjonspotensiale.

Korreksjoner

Spissen på en trykksonde må være adskilt fra resten av stangsystemet. Det poretrykket som utvikles ved nedpressing vil således kunne gi en aksjon/reaksjon i fugen, slik det er vist i Fig.1. Registrert spissmotstand, q_c, må derfor korrigeres med grunnlag i det tverrsnittsforhold som er gitt for den aktuelle spissen. Korrigerte verdier for spissmotstanden blir da følgelig:

$$q_T = q_c + (1 - \alpha) \cdot u_T \qquad (1)$$

der:

u_T = totalt poretrykk like bak den koniske delen

$\alpha = A_a/A_q$ = arealforhold (< 1)

Denne korreksjonen er viktig i finkornige masser som leire og silt, der det utviklede poretrykk er stort i forhold til spissmotstanden. Registrert sidefriksjon f_s kan korrigeres på tilsvarende vis, se f.eks. Sandven (1990).

Måling av poretrykket kan med dagens sonde-design utføres i flere ulike nivåer:

- på den koniske delen
- like bak den koniske delen, **referansenivå** bestemt av den internasjonale komite for trykksondering
- like bak friksjonshylsen

Poretrykkfordelingen rundt en penetrerende trykksonde er relativt kompleks, og varierer med type jordart, overkonsolideringsgrad og sensitivitet. Det er blant annet ved NTH utført en rekke sonderinger der poretrykket er målt på ulike steder langs sonden, og det er etablert relasjoner mellom de ulike poretrykkene i forskjellige typer jordarter. Følgende uttrykk benyttes ved NTH:

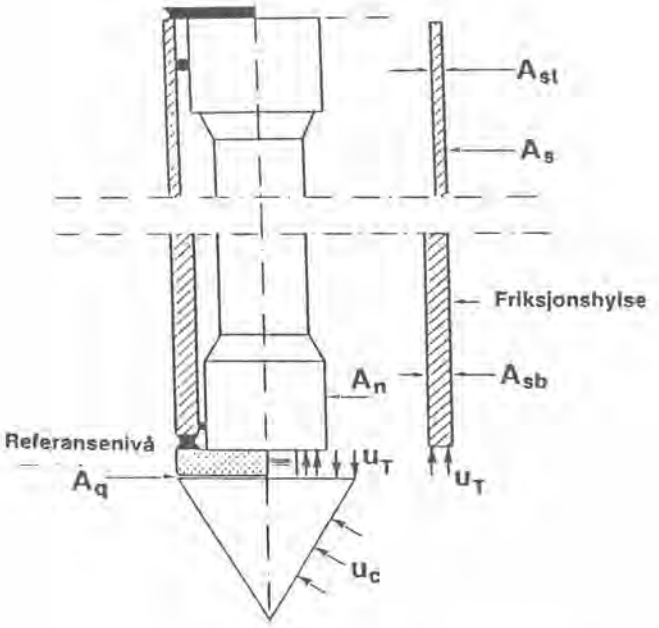


Fig.1 Innflytelse av poretrykk på måling av spissmotstand.

$$u_T = u_o + k \cdot (u_c - u_o) \qquad (2)$$

der:

u_T = totalt justert poretrykk i referanse nivå

u_c = totalt målt poretrykk (f.eks. på konisk del)

u_o = initielt poretrykk (hydrostatisk eller målt)

k = justeringsfaktor

I normalkonsoliderte og lett overkonsoliderte leirer kan verdien av *k* variere mellom 0.5 - 0.9 hvis filteret er plassert midt på konisk del. Verdien er betydelig mindre, ofte sågar negativ, i fast sand og enkelte stive, svært overkonsoliderte leirer.

Ved NTH benyttes poretrykket i referansenivå som utgangspunkt for de tolkningsmetoder vi har etablert.

De elektriske signaler som blir produsert av målerne i selve sonden under nedpressingen blir vanligvis overført til en registreringsenhet på overflaten via en elektrisk kabel. Det er imidlertid nå utviklet sonderingsutstyr der registreringene under penetrasjonen blir lagret i et minnekort i selve sonden. Et slikt data-akkvisisjonssystem er enkelt å betjene, samtidig som en unngår bruk av kabel.
Ulempen med et slikt system er at det umuliggjør kontroll av resultatene mens sonderingen pågår, slik at risikoen for blindsondering er til stede hvis det oppstår feil i dataregistreringen.

En viktig enkeltfaktor ved utførelsen av sonderingen er metting av det komplette system for måling av poretrykket. Dette består vanligvis av filter, væskekammer og selve trykkmåleren der det benyttes væske som mettingsmedium. Hele dette systemet må være mettet hvis poretrykkmålingen skal kunne utføres med tilfredsstillende nøyaktighet. Et dårlig mettet system vil under nedpressing gi dårlig respons på endringer i vanntrykket, og størrelsen på de målte poretrykk vil også være tvilsom. Benyttes vann eller tilsvarende som mettingsmedium, må det også benyttes gummihud for å dekke filteret, og sonden må fires ned til grunnvannstanden i et forboret hull.

Det er i den senere tid utviklet sondetyper der kammeret mettes med en relativt stiv masse, f.eks. silikonfett eller gelatin. Endringer i vanntrykket overføres her direkte gjennom denne massen (via et væskefyllt kammer), uten bruk av filter. I forhold til bruk av vann som mettingsmedium, kan det oppnås en betydelig tidsbesparelse i mettefasen ved bruk av slike materialer, og bruk av gummihud er også overflødig.
Det stilles imidlertid de samme krav til nødvendig metting for at poretrykksresponsen skal være tilfredsstillende.

BESTEMMELSE AV LAGDELING OG JORDARTSTYPE

Lagdeling

Ved kontinuerlig nedpressing av sonden med penetrasjonshastighet 2 cm/sek, tas det vanligvis avlesning av målestørrelsene for hver 2 - 2.5 cm. I praksis betyr dette at lagtykkelser ned mot 2 - 3 cm kan påvises i sonderingsresultatene. Optimal informasjon fås her ved å sammenstille registrert spissmotstand og poretrykk, slik at man kontinuerlig får sammenholdt informasjon om jordartens varierende stivhets- og drensegenskaper på en oversiktlig måte. Det er først og fremst denne muligheten for resultatsammenstilling som gjør trykksondering med poretrykkmåling til en uovertruffen **sonderings**metode.
Fig.2 viser et typisk resultat fra lagdelte masser, som inneholder både lag av bløt leire og relativt faste sand- og siltlag.

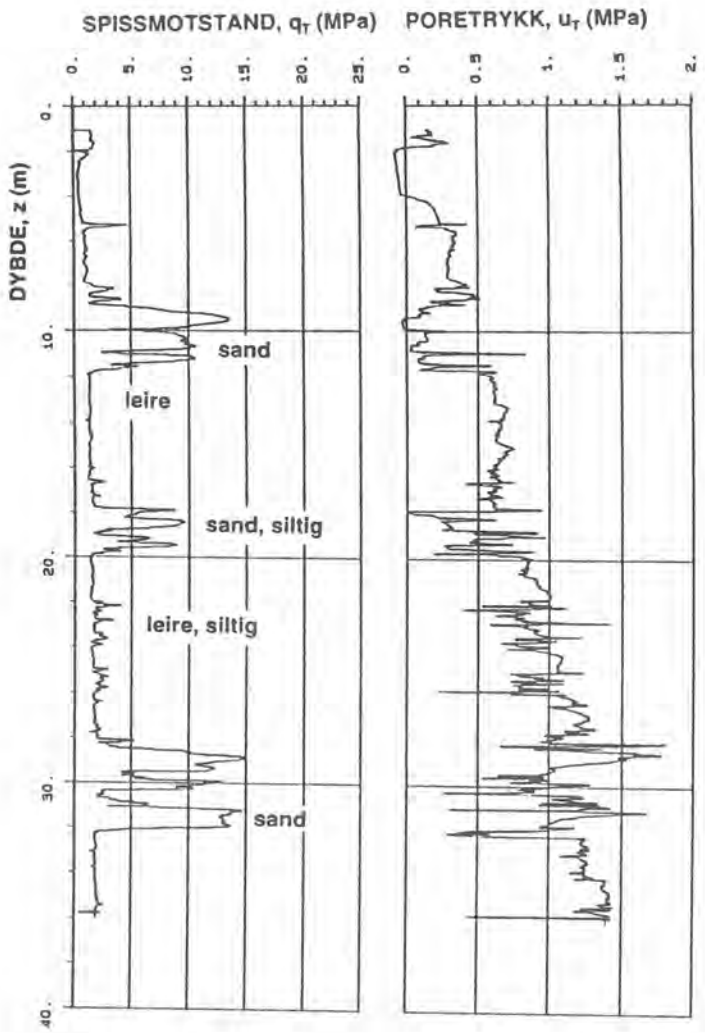


Fig.2 Trykksonderingsprofil i leire med sandige og siltige lag.

Klassifisering

Det er utviklet en rekke klassifiseringsdiagrammer der type jordart kan bedømmes på bakgrunn av de registreringer som gjøres under sonderingen. Fig.3 viser et klassifiseringsdiagram som er utviklet og i bruk ved NTH. Diagrammet bygger på korrigert spissmotstand og poretrykket i referansenivå, via et dimensjonsløst poretrykksforhold B_q som er definert på figuren. Diagrammet er erfaringsbasert, og bygger på sonderingsresultater fra en rekke jordarter, både på kontinentalsokkelen og på land.

Det er klart at en omfattende innsamling og bearbeiding av relevante data fra ulike jordarter kan forbedre klassifiseringsdiagrammet ytterligere.

TOLKING AV MATERIALPARAMETRE

Det er idag utviklet en rekke tolkningsmodeller for bestemmelse av materialparametre fra trykksonderingsresultater. I grove trekk kan disse grupperes i empiriske, semi-empiriske og analytisk baserte metoder.

Selv de analytisk baserte metoder er basert på tillempninger og forenklende forutsetninger i forhold til de grensebetingelser selve trykksonderingen representerer. Av disse kan følgende trekkes frem som spesielt interessante:

- Spennings- og poretrykkfordelingen rundt sonden ved nedpressing
- Kontinuerlig bruddsituasjon med store tøyningshastigheter
- Utstrekning og form av bruddsonen (plastifisert sone) rundt sonden ved nedpressing
- Sondegeometrien er kompleks og kan lokalt føre til store spennings- og poretrykkgradienter

De fleste analytisk baserte metoder må likevel sies å gi et realistisk bilde av de viktigste elementene i penetrasjonsmekanismen.

NTH's metoder for tolkning av trykksonderingsresultater i forskjellige materialer er beskrevet i ulike sammenhenger siden 1973, se blant andre Janbu & Senneset (1974), Senneset m.fl (1982, 1989) og Sandven (1990).

De materialparametre som er vanligst å bestemme fra trykksonderingsresultater er:

- udrenert skjærstyrke, s_u
- friksjon, tan ϕ

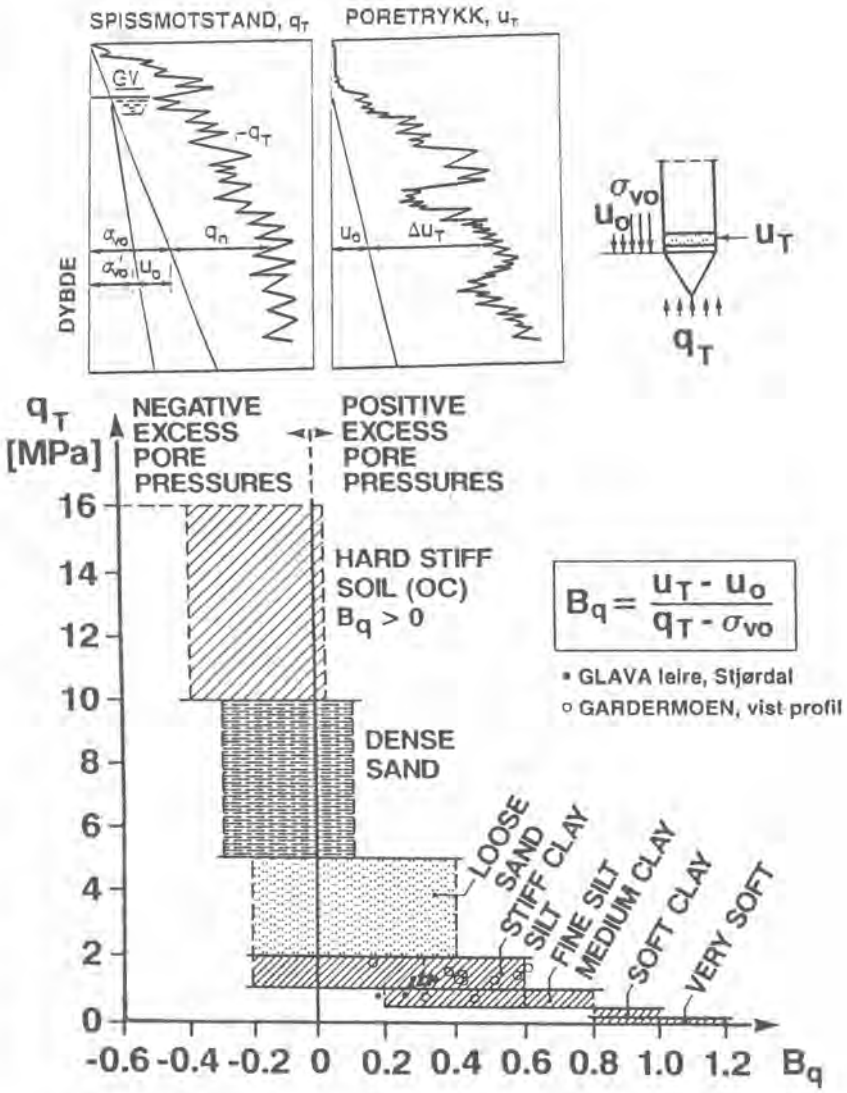


Fig.3 Klassifiseringsdiagram for jordarter, NTH - metode (Senneset m.fl. 1982, 1989).

- deformasjonsmoduler, M, G
- konsolideringskoeffisient, c
- prekonsolideringstrykk, p_c'

Her skal det gis en kort presentasjon av noen utvalgte, enkle tolkningsmetoder slik de idag anvendes ved NTH/SINTEF Geoteknikk. Det gis eksempler på tolkning av udrenert skjærstyrke på poretrykksbasis, estimering av prekonsolideringstrykk, tolkning av friksjonsvinkel og estimering av deformasjonsmodul. For de øvrige parametre er det gitt referanser som gir en dekkende beskrivelse av de aktuelle tolkningsmetoder.

De eksempler på tolkning som er gjengitt i artikkelen er basert på resultater fra grunnundersøkelsen på Gardermoen i forbindelse med planleggingen av ny hovedflyplass for Østlandet, se ref.9 og 10. Sedimentene består her av både leirige, siltige og sandige masser.

Udrenert skjærstyrke

Bestemmelse av udrenert skjærstyrke er aktuelt i leirer og fin silt, og kan enklest baseres på bæreevneteori tilpasset trykksonderingssituasjonen:

$$s_u = (q_T - \sigma_{vo})/N \qquad (3)$$

der:

q_T = korrigert spissmotstand

σ_{vo} = in situ vertikalt overlagringstrykk

N = bæreevnefaktor

Ved bruk av bæreevneteori på totalspenningsbasis kan bæreevnefaktoren ($N = N_c$) variere mellom 6 og 9, avhengig av omfanget av den plastifiserte sone rundt spissen (eks. Meyerhof (1961)).

Vanligvis bestemmes imidlertid s_u fra trykksondering ved hjelp av empirisk baserte verdier for $N = N_{kT}$, der resultater fra f.eks. treaksialforsøk eller vingebor benyttes som referanseverdier ved vurdering av bæreevnefaktorens størrelse. Ved en slik betraktning synes $N_{kT} = 15 \pm 5$ å være et mer realistisk variasjonsområde for bæreevnefaktoren, men man skal her ikke underslå at resultatgrunnlaget viser stor spredning. Dette skyldes åpenbart forskjeller i forsøksmetodikk mellom

trykksondering og de ulike referansemetoder, samt det forhold at udrenert skjærstyrke for en (overkonsolidert) leire vil være avhengig av tidligere konsolideringsspenningsnivå. Hvis dette ikke tas hensyn til ved vurdering av referanseverdi, vil de avlede verdier for bæreevnefaktoren være unøyaktige.

Ved bruk av teorien om ekspanderende hulrom (f.eks. Vesic (1972), Randolph & Wroth (1979) og Massarsch & Broms (1981)), kan man komme frem til følgende enkle uttrykk for bestemmelse av udrenert skjærstyrke :

$$s_u = \Delta u / N_{\Delta u} \qquad (4)$$

der:

Δu = poreovertrykk (på spiss eller referansenivå)

$N_{\Delta u}$ = bæreevnefaktor, poretrykk

Janbu (1977, 1989) har utledet tilsvarende uttrykk basert på spenningsfeltteori med $N_{\Delta u} = B_q \cdot N_c$, der B_q refererer til poretrykk i referansenivå.

Typiske verdier for B_q i bløte, normalkonsoliderte leirer er 0.8 - 1.0, slik at vanlig variasjonsområde for $N_{\Delta u}$ = 5 - 9 i slike jordarter. I stivere, overkonsoliderte leirer varierer ofte B_q mellom 0.5 og 0.7, med $N_{\Delta u}$ = 4 - 6 som vanlige verdier.

I bløte leirer og andre jordarter der det settes opp store poreovertrykk, har denne modellen klare fortrinn idet poretrykksmålingen da ofte er den mest nøyaktige. Spissmotstanden vil i slike tilfeller ofte være relativt liten, og således sensitiv for målefeil og eventuelle feil i korreksjonsfaktorer.

Fig.3 viser et eksempel på tolkning av udrenert skjærstyrke basert på spissmotstandsregistrering. Trykksonderingsresultatene er tolket med N = 9 og N = 15, og er sammenlignet med referanseverdier bestemt ved treaksialforsøk på prøver hovedsakelig konsolidert til nåværende in situ markspenning. Treaksbestemt skjærstyrke viser i dette tilfellet best tilpasning til "empirisk" verdi N = 15, mens sparsomme resultater fra prøver konsolidert til prekonsolideringstilstand (ikke inkludert i figuren) indikerer best samsvar med N < 10.

Fig.4 viser tilsvarende tolkning med poreovertrykket som utgangspunkt. Her er igjen normalkonsoliderte prøver benyttet som referanse, mens bæreevnefaktoren $N_{\Delta u}$ = 6 - 8, med dybdevariasjon på grunn av varierende poretrykksrespons i profilet. Valgte $N_{\Delta u}$ - verdier ligger innenfor det variasjonsområdet som er naturlig å forvente i denne type jordart.

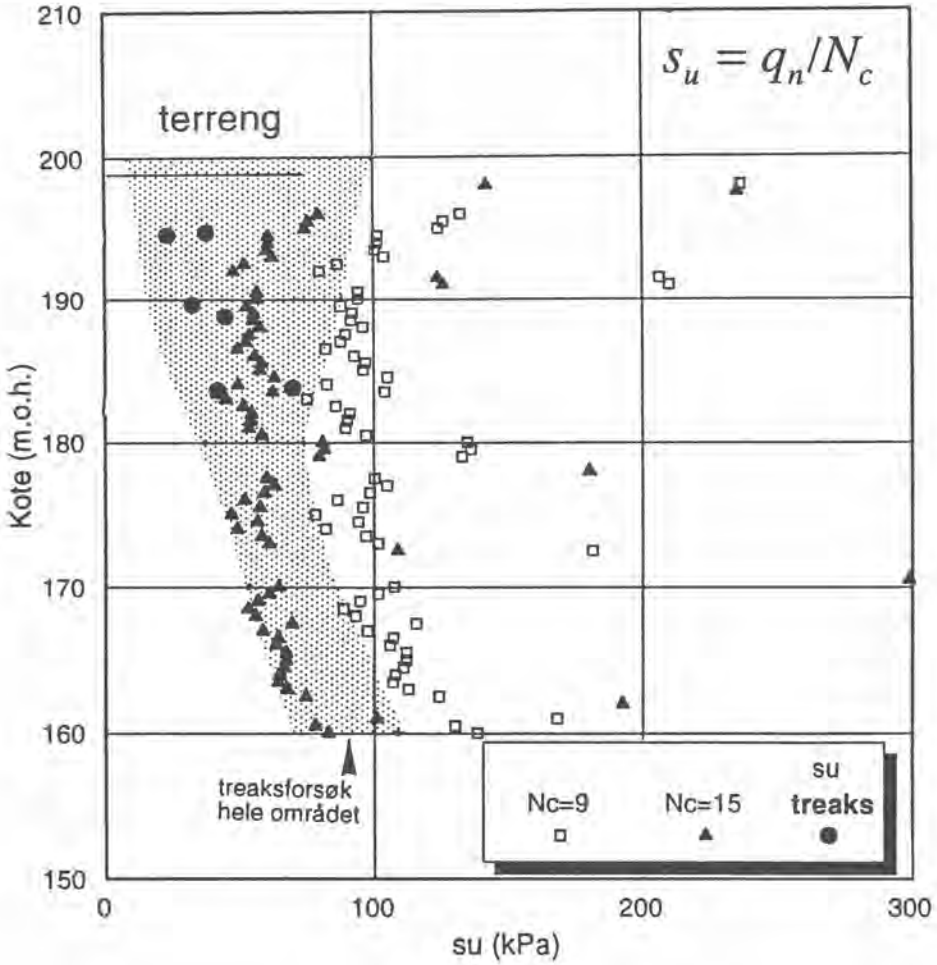


Fig.3 Tolkning av udrenert skjærstyrke s_u fra netto spissmotstand q_n.

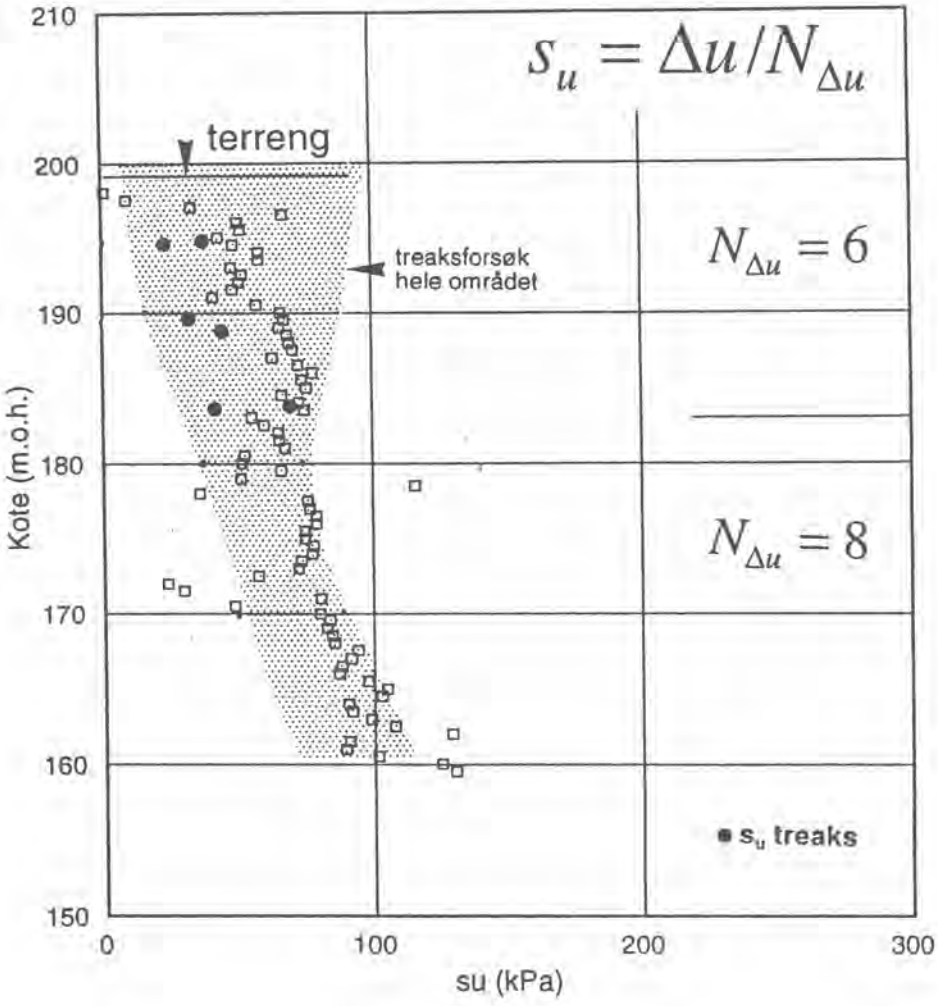


Fig.4 Tolkning av udrenert skjærstyrke s_u fra poreovertrykk Δu.

Prekonsolideringstrykk

Som utgangspunkt for tolkningen av prekonsolideringstrykket p_c' benyttes Lign. 4:

$$s_u = \Delta u / N_{\Delta u} \qquad (= 4)$$

Udrenert skjærstyrke for en overkonsolidert leire kan også estimeres fra uttrykket:

$$s_u = \alpha \cdot (p_c' + a) \qquad (5)$$

der:

$\alpha \equiv \sin\phi/2 \equiv 0.22 - 0.30$

p_c' = prekonsolideringstrykk

a = attraksjon

Innsettes (5) i (4) fås følgende uttrykk:

$$p_c' = (\Delta u / N_{\Delta u} \cdot \alpha) - a \qquad (6)$$

Lign. 6 representerer altså en enkel sammenheng mellom udrenert skjærstyrke og prekonsolideringstrykk for en leire.

Med α = 0.22 - 0.30 og $N_{\Delta u}$ = 5 - 9, ligger vanlige verdier for faktoren $N_{\Delta u} \cdot \alpha$ mellom 1.5 og 2.25.

Fig.5 viser tolkede verdier for prekonsolideringstrykket for 2 forskjellige CPTU - profiler, med a = 0 kPa og $N_c \cdot \alpha$ = 1.75. Disse verdiene er sammenlignet med laboratoriebestemte data fra ødometerforsøk på uforstyrrede prøver (omhyllingskurve). CPTU - profilene indikerer hovedsakelig lineært økende prekonsolideringstrykk med dybden, men til et terrengnivå som kan være høyere enn dagens. Enkelte profiler indikerer imidlertid en toppsone med høyere p_c' - verdier, noe som også fremkommer i samlekurven for laboratorieresultater (samtlige forsøk). Dette kan skyldes ulik innflytelse av forvitrings- og avlastningseffekter i sedimentet.

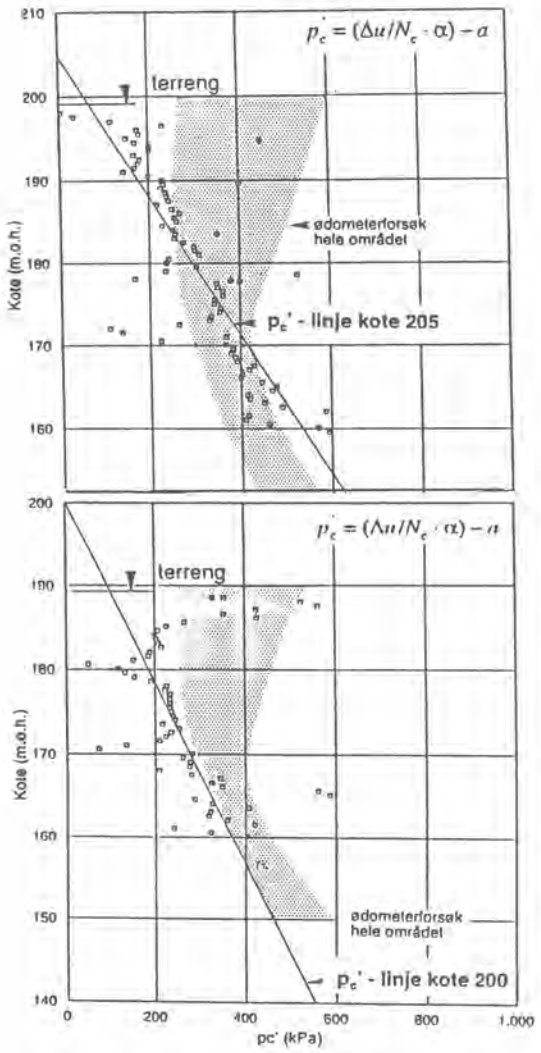


Fig.5 Tolkning av prekonsolideringstrykk p_c' i to profiler, basert på registrert poreovertrykk Δu_T.

Friksjon

Tolkning av friksjon fra trykksonderingsresultater er basert på en tolkningsmetode utviklet og anvendt ved NTH/SINTEF, se blant andre Janbu & Senneset (1974), Senneset m.fl (1989) og Sandven (1990). En mer detaljert beskrivelse av tolkningsprosedyren er gitt i disse referansene.

Metoden er basert på en konvensjonell bæreevneformel som dekker både drenert og udrenert penetrasjon:

$$q_n = N_m \cdot (\sigma'_{vo} + a) \qquad (7)$$

der:

N_m = spissmotstandstall = $(N_q - 1) / (1 + N_u B_q)$

N_q, N_u = bæreevnefaktorer (teoretiske) = f $(\tan\phi, \beta)$

β = plastifiseringsvinkel

B_q = poretrykksforhold = $\Delta u / q_n$

σ'_{vo} = effektivt overlagringstrykk

a = attraksjon

q_n = netto spissmotstand = $q_T - \sigma_{vo}$

På grunnlag av de målte verdier av spissmotstand og poretrykk, bestemmes de dimensjonsløse parametrene N_m og B_q, og tan ϕ kan bestemmes direkte fra diagram (se Fig.6). Tolkningsmetoden er godt tilrettelagt for EDB - assistert tolkning, for eksempel ved hjelp av programmet DATCPT (Kummeneje A/S/SINTEF Geoteknikk (1985)).

Tolkningen er basert på antatte verdier for attraksjon (a) og plastifiseringsvinkel (β). Begge disse parametrene er jordartsavhengige, og typiske variasjonsområder er gitt av Sandven (1990).

I Fig.7 er vist tolkning av friksjon i et profil dominert av sand og grov silt. Profilet er tolket med a = 0 kPa og β = -15° - -20°. Tolkede verdier er sammenholdt med laboratoriebestemte tan ϕ - verdier fra udrenerte treaksialforsøk.

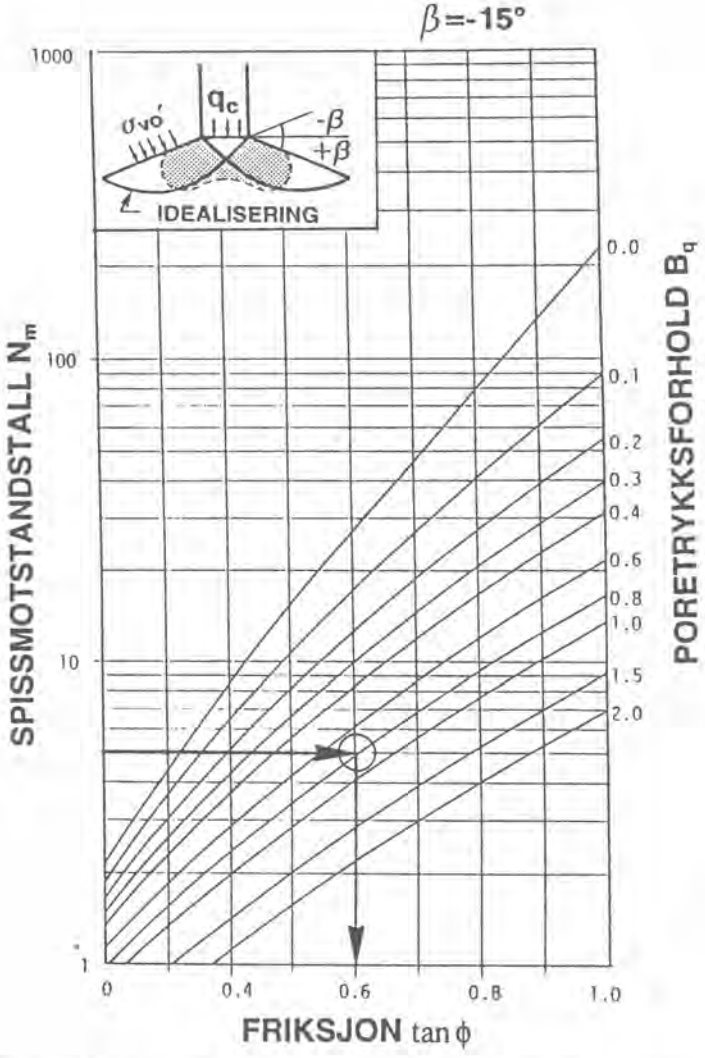


Fig.6 Tolkningsprosedyre for bestemmelse av tan ϕ basert på spissmotstandtall N_m og poretrykksforhold B_q.

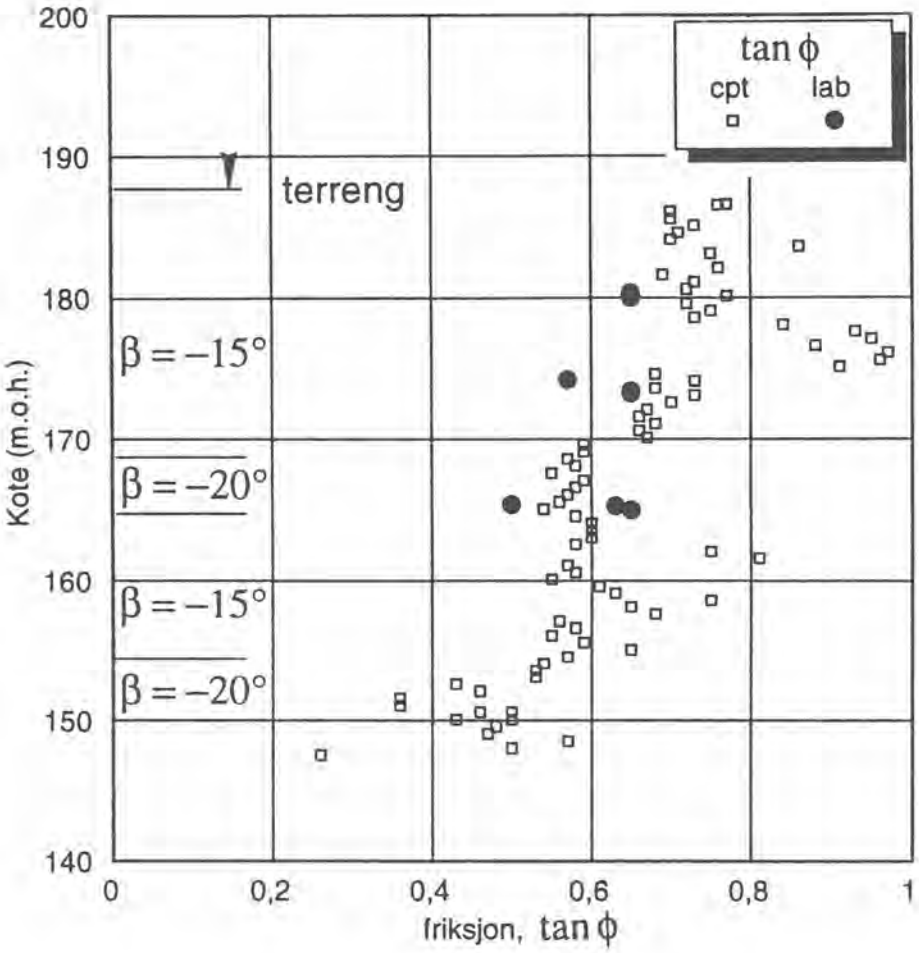


Fig.7 Tolket friksjon tan ϕ sammenlignet med treaksverdier.

Deformasjonsmodul

Ved hjelp av enkle semi-empiriske relasjoner, kan jordartenes deformasjonsegenskaper estimeres fra målt spissmotstand i trykksonderingen (Senneset m.fl. (1982), Sandven (1990)).

For leirer kan deformasjonsmodul i prekonsolidert spenningsområde, M_{oc}, estimeres fra uttrykket:

$$M_{oc} = m_i \cdot q_n \qquad (8)$$

der:

m_i = modultall, leire = 10 ± 5

q_n = netto spissmotstand ($= q_T - \sigma_{vo}$)

Tilsvarende uttrykk kan benyttes for å estimere modulverdien ved p_c', ved å erstatte m_i med $m_n = 6 \pm 2$.

I Fig.8 er det benyttet et midlere modultall $m_i = 10$ i leirlagene, og tolkede verdier samsvarer her bra med laboratoriebestemt OC - modul.

I sand og grovere siltmasser er en kvadratrottilpasning av moduluttrykket mer i tråd med Janbu's generelle modulsystematisering, og følgende uttrykk kan benyttes:

$$M = m_s \cdot \sqrt{q_n \cdot q_a} \qquad (9)$$

der:

$m_s = 30 \pm 10$

q_a = referansespenning = 100 kPa

Uttrykket gir en representativ verdi for deformasjonsmodulen i bruksspenningsområdet.

I silt- og sandlagene i Fig.8 er det benyttet $m_s = 20$ ved tolkning av deformasjonsmodulen.

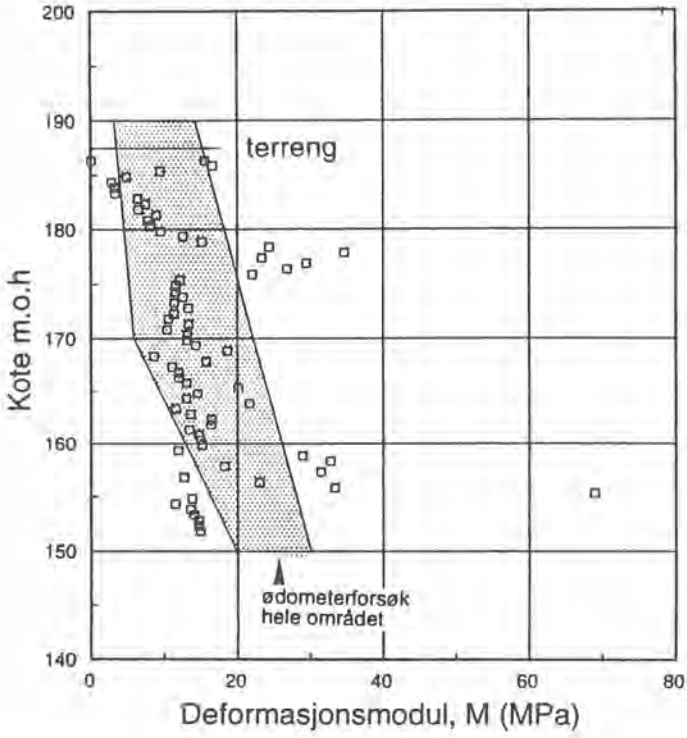


Fig.8 Tolking av deformasjonsmodul M_{oc} sammenliknet med ødometermodulverdier.

Selv om jordens stivhet må sies å ha en viss innvirkning på spissmotstanden, bør man være klar over de grunnleggende forskjeller mellom trykksondering, der jorden er i konstant bruddtilstand, og hviletrykkssituasjonen som karakteriserer ødometerforsøkene. Med dette som utgangspunkt må man bruke slike modulestimat med forsiktighet. I visse tilfeller kan de likevel være nyttige, for eksempel der det er vanskelig å ta opp et tilstrekkelig antall uforstyrrede prøver.

Andre parametre

Det er også mulig å bedømme jordarters konsolideringsegenskaper på grunnlag av relativt kompliserte analytiske metoder, for eksempel teorien om ekspanderende hulrom (eks. Vesic (1972), Svanø (1981)). For å utføre dette må den kontinuerlige nedpressing av sonden stoppes i et på forhånd valgt nivå, før man deretter registrerer poretrykksdissipasjonen over tid. Radiell konsolideringskoeffisient, c_r, kan deretter bestemmes fra poretrykkets dissipasjonshastighet.

Både nasjonalt og internasjonalt er det gjort forsøk på å tolke skjærmodul G fra trykksonderingsresultater, foreløpig basert på rent empiriske sammenligninger. Det er imidlertid utviklet trykksonderingsutstyr (seismisk sonde) der man kan måle gangtiden for skjærbølgen mellom sender og mottaker, slik at in situ skjærmodul kan bestemmes.

PRAKTISK BRUK AV TRYKKSONDERING MED PORE-TRYKKSMÅLING - FREMTIDIGE UTFORDRINGER

Slik det innledningsvis var bemerket, har trykksondering med poretrykkmåling ikke vært benyttet i vesentlig grad i landjordsprosjekter før 1990. Med over 70 trykksonderingshull i ulike typer masser, må grunnundersøkelsen for Gardermoen hovedflyplass derfor sies å være en milepæl for metoden her til lands. Norges Geotekniske Institutt utførte selve trykksonderingene, mens NTH/SINTEF Geoteknikk var geoteknisk rådgiver for Luftfartsverket. Trykksonderingsresultatene ble i dette prosjektet benyttet til å styre prøvetakingen, slik at prøver kunne tas på utvalgte steder i de potensielt sett mest interessante nivåer. Med grunnlag i de muligheter for tolkning av geotekniske parametre metoden gir, kunne også antall spesialforsøk i laboratoriet reduseres. Dette forutsatte imidlertid parallelle trykksonderinger og laboratorieprofiler i enkelte utvalgte borhull, slik at trykksonderingstolkningen kunne sammenholdes mot laboratoriebestemte parametre.

Benyttet på denne måten kan trykksondering med poretrykkmåling i større grunnundersøkelser supplere, men ikke erstatte, konvensjonell prøvetaking med laboratoriebehandling. I dette ligger en åpenbar økonomisk gevinst, samtidig som man oppnår en mer rasjonell grunnundersøkelse.

Realistisk sett har vi ennå et stykke arbeid å utføre hva angår utvikling av metoden, både når det gjelder praktisk utførelse i felt og videreutvikling av tolkningsverktøyet. Når det gjelder det siste, har vi idag ved NTH en enkel, men grunnleggende ramme rundt de fleste av våre tolkningsmetoder. I disse tolkningsmetodene vil det naturlig nok også ligge en erfaringskomponent, og det er først og fremst denne som kan utvides og forbedres slik at tolkningen blir sikrere. En utvidet bruk av metoden vil således ytterligere kunne utvide dens potensiale, noe Gardermoen - prosjektet er et utmerket eksempel på. I denne databasen, med over 70 trykksonderingshull, ligger en stor utfordring med hensyn på systematisering og bearbeiding av data for å videreutvikle tolkningsgrunnlaget. En forventet positiv utvikling når det gjelder bruk av metoden i kjølvannet av Gardermoen-undersøkelsen, vil ytterligere bidra til dette.

Når det gjelder utstyrssiden og den feltmessige utførelse er det fremdeles mye ugjort. Det foregår for eksempel fremdeles en intens diskusjon vedrørende optimal plassering av filteret: bak den koniske del eller på spissen. Ettersom det er fordeler eller ulemper forbundet med begge plasseringer, vil dette være et prioriteringsspørsmål der det er den internasjonale komite sin oppgave å fatte en avgjørelse. Fra et faglig synspunkt er det fristende å foreslå anbefaling av sonder med minimum 2 filterplasseringer, hvorav ett i referansenivå og ett på spiss. Dette gir nemlig verdifulle tilleggsinformasjoner om poretrykksfordeling langs sonden, som igjen kan være nyttig i tolkningssammenheng ved vurdering av jordartstype og spenningshistorie.

Feltprosedyren kan idag kortes ned betydelig i forhold til tidligere, vesentlig på grunn av enklere metting av sondene og rasjonelle dataakkvisisjonsrutiner. Dette må sies å være en ønsket utvikling, men det må likevel forutsettes at tidsbesparelser ikke skjer på bekostning av nøyaktighet og kvalitet i gjennomføring av undersøkelsen. Dette gjelder også krav til kalibreringsrutiner, rengjøring og presentasjon av data. Her kan erfaringene fra oljeselskapenes kvalitetssikringskrav, som lenge har vært benyttet ved marine undersøkelser, være et nyttig grunnlag ved anvendelsen av metoden på land.

LITTERATUR OG DATAKILDER

1. Janbu, N., Senneset, K. (1974)
"Effective stress interpretation of cone penetration tests".
ESOPT 1, Stockholm, Proceedings, vol.2.2, s. 181 - 195.

2. Janbu, N. (1977)
"Prinsipper og tolkningsmetoder for in situ måling av jordartsparametre".
NGM 1977, Oslo (også i Bulletin 11, Institutt for Geoteknikk, NTH).

3. Janbu, N. (1989)
The 25th Rankine Lecture. Soil models in offshore engineering.
Geotechnique 35, no.3, s. 241 - 281 (også i Bulletin 20, Institutt for Geoteknikk, NTH).

4. Kummeneje A/S / SINTEF Geoteknikk
Programbeskrivelse for DATCPT.
Kummeneje A/S, Kåre Eggereide, rapport nr. 5024 - 1.

5. Sandven, R. (1990)
"Strength and deformation properties of fine-grained soils obtained from piezocone tests".
Dr.ing.avhandling 1990-3, Institutt for Geoteknikk, NTH.

6. Senneset, K., Janbu, N. & Svanø, G. (1982)
"Strength and deformation parameters from cone penetration tests".
ESOPT 2, Amsterdam, Proceedings, vol.2, s. 863 - 870.

7. Senneset, K., Sandven, R. & Janbu, N. (1989)
"The evaluation of soil parameters from piezocone tests".
National Research Council, Transportation Research Board,
In Situ Testing of Soil Properties for Transportation Facilities.
Transportation Research Record 1235, s. 24 - 37.

8. Svanø, G. (1981)
"Tolkning av konsolideringskoeffisienten c_r fra dissipasjonsforsøk".
Rapport O.81.19, Institutt for Geoteknikk, NTH.

9. Norges Geotekniske Institutt (1991)
HOVEDFLYPLASSPROSJEKTET, GARDERMOEN
GRUNNUNDERSØKELSER
NGI rapport nr. 900086 - 1 (fortrolig)
(med tillatelse av Luftfartsverket).

10. SINTEF Geoteknikk (1991)
Hovedplanarbeid
Hovedflyplass Gardermoen. Vurdering av grunnforhold. Sammendrag.
SINTEF Rapport nr. STF69 F91017 (fortrolig)
(med tillatelse av Luftfartsverket).

TOTALSONDERING
- EN BORMETODE Å SATSE PÅ

Total sounding
- a sound method to bank on

Overingeniør Nils Rygg
Overingeniør Frode Oset
Vegdirektoratet, Veglaboratoriet

SAMMENDRAG

Statens vegvesen har satset på beltegående mekaniske borrigger. Det utføres ialt vesentlig dreietrykksondering, en bormetode som er vel tilpasset borriggene. Behov for å kartlegge fjelloverflaten har økt, og bruk av fjellkontrollboring er ofte nødvendig i tillegg til dreietrykksondering.

I samarbeid med NGI er totalsonderingsmetoden utviklet. Totalsondering er en bormetode som kombinerer dreietrykksondering og fjellkontrollboring. Utvikling av fjellborkrone med tilbakeslagsventil gjør det mulig å veksle mellom dreietrykksondering og fjellkontrollboring.

Sonderingsmotstand med totalsondering registreres ved bruk av elektronisk registreringsutstyr. Borresultatene tegnes inn i profiler ved bruk av PC eller DAK-program. Fig. 5 viser alternative normer for presentasjon av totalsondering.

Det utføres nå et program for å kunne kalibrere totalsondering mot dreietrykksondering. En tar sikte på å presentere tolkingsgrunnlag for totalsondering i 1992.

SUMMARY

The Norwegian Public Roads Administration has put much effort into the development of mechanised, crawler mounted drillrigs. In general rotary-pressure soundings are performed, a method which is well adjusted to the drillrigs. The need for mapping rockhead levels has, however, increased and verification drilling to rock and into the rockhead is often necessary in addition to rotary-pressure soundings.

A total sounding method is therefore developed in a joint venture between the Public Roads Administration and the Norwegian Geotechnical Institute. Total sounding is a method which combines rotary-pressure sounding and drilling in bedrock. A new drillbit with a spring mounted valve makes it possible to change between rotary-pressure sounding and rock drilling.

The sounding resistance during rotary-pressure sounding is recorded using electronic equipment. When drilling in rock the use of hammer blows and/or using a flushing fluid is also recorded. The result is presented on profiles using CAD programmes. Various ways of presenting the results are shown.

In order to calibrate total sounding results against rotary-pressure soundings, parallel drilling operations are in progress using both methods. The results will be presented in 1992.

1. BAKGRUNN

I 1960-åra ble det mer fart i vegbyggingen, og grunnboringsoppdragene strømmet på. For å kunne overkomme større arbeidsmengde og minske slitet for bormannskapene, ble det mer og mer klart at en måtte satse på mekaniserte terrenggående borrigger.

Veglaboratoriet fikk et nært og målrettet samarbeid med NGI. Målet var å utvikle borutstyr som egnet seg til å kartlegge ulike grunnforhold, og som kunne ta seg fram i ulent terreng. Statens vegvesen har anskaffet slikt utstyr fra 1970 og disponerer i dag omtrent 40 borrigger.

Det er tradisjon i Norge å satse på sonderinger for å kartlegge grunnforhold og å supplere med bl.a. prøvetaking og vingeboring.

Mekanisk borrigg skulle primært erstatte tradisjonelle sonderingsmetoder som dreiesondering, enkel sondering og ramsondering. Målet var å få automatiske registrering av bormotstand og bordybler. Definisjon av dreietrykksonderingsmetodene, slik metoden ble bestemt av NGI og Veglaboratoriet, mente en ville tilfredsstille disse ønsker til bormetode.

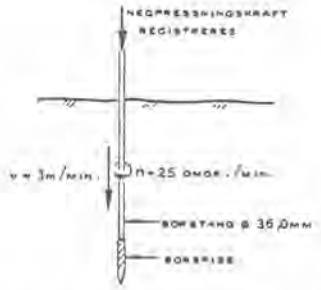


Fig. 1. Dreietrykksondering. Prinsipp.

Etter hvert som dreietrykksondering ble tatt i bruk, fikk en erfaring med tolking av borresultatene. En kunne identifisere jordarter, fastlegge lagdeling, bedømme lagringsfastheten i grunn og fastlegge dybder til fast grunn.

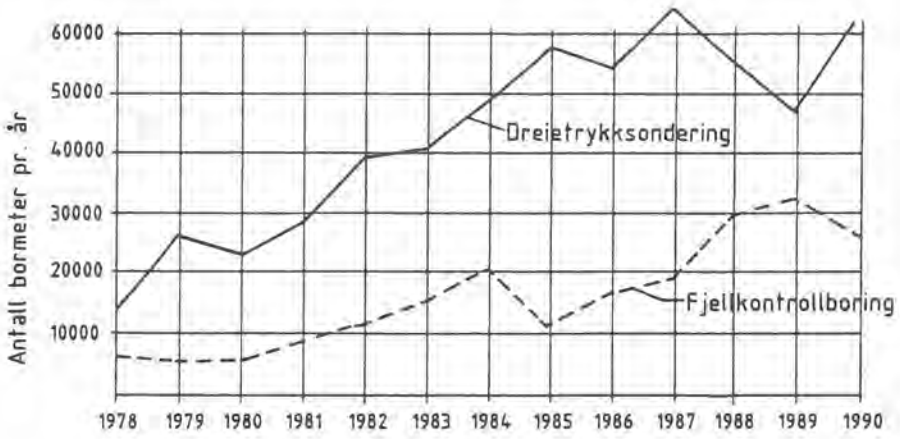


Fig. 2. Antall bormeter dreietrykksondering og fjellkontrollboring 1978-1990

Fig. 2 viser årlig antall bormeter utført i Statens vegvesen med dreietrykksondering og fjellkontrollboring i tidsrommet 1978-1990.

Mens antall bormeter dreietrykksondering de siste årene ligger på 50.-60.000 m, har det vært en klar øking i antall bormeter fjellkontrollboring. Dette skyldes at behovet for å bestemme fjelloverflatens beliggenhet har økt. Dreietrykksondering har begrenset nedtrengningsevne. Boringen stopper mot blokk og faste lag, og er vanligvis uegnet til å påvise fjelloverflate. En må derfor stadig oftere utføre fjellkontrollboring i tillegg til dreietrykksondering. Dette er meget ressurskrevende og forsinker boroppdragene vesentlig.

Å videreutvikle dreietrykksondering til også å omfatte fjellkontrollboring ble tatt opp av NGI og Veglaboratoriet i 1985. Prosjektet førte fram til "totalsondering" (Ref. 2).

Totalsondering er nå tatt i bruk av Statens vegvesen i 7 fylker, og det ble boret ca. 10.000 løpemeter i 1990 med denne metoden.

2. TOTALSONDERING. METODE OG UTSTYR

Totalsondering kombinerer dreietrykksondering og fjellkontrollboring. Det utføres dreietrykksondering når det er mulig. Når videre nedtrengning stopper, går en over til fjellkontrollboring (slag og spyling) for å komme gjennom faste lag, stein eller blokk. Når det igjen blir bløtere grunn, går en tilbake til dreietrykksondering. Boringen kan avsluttes ved boring i fjell.

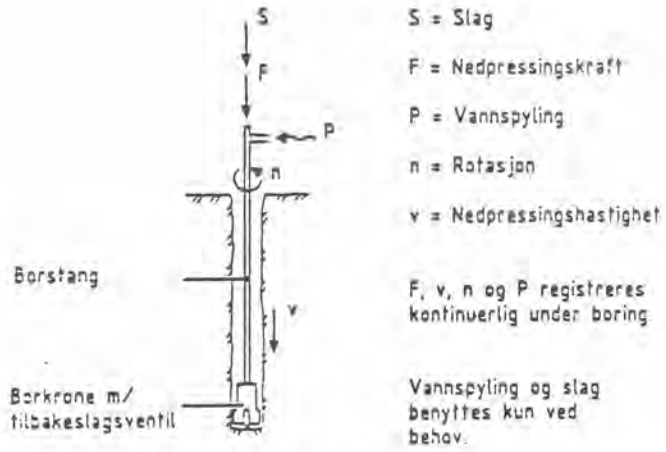


Fig. 3. Totalsondering. Prinsipp (NGI 1987).

Det brukes Ø 45 mm borstenger som skjøtes med glatte skjøter (innvendig skjøtetapp). Som borspiss benyttes Ø 57 mm fjellborkrone (stiftkrone) med tilbakeslagsventil, fig. 4.

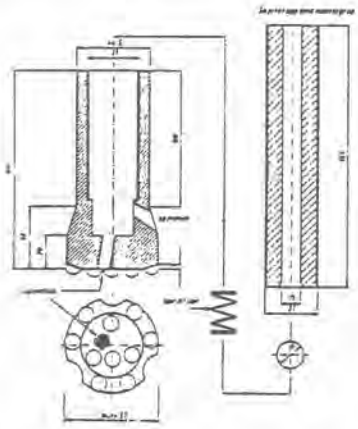


Fig. 4. 57 mm borkrone med tilbakeslagsventil.

Borkrone utstyrt med tilbakeslagsventil er grunnlaget for bormetoden. Ventilen åpnes av spylevanntrykket og lukkes når vanntrykket tas av, og er lukket mens det utføres dreietrykksondering. Dette gjør det mulig å veksle mellom dreietrykksondering og fjellkontrollboring etter behov.

Borriggen skal være slik innrettet at spyling og slag kan kobles til og fra uten tidstap.

Sonderingsmotstanden registreres på vanlig måte for dreietrykksondering. Når det bores med slag og spyling, registreres borsynk (sek/m), og det markeres når slag og/eller spyling anvendes.

3. REGISTRERING AV BORRESULTATER

Registrering av borresultater ved totalsondering skjer normalt ved bruk av elektroniske registreringsenheter montert på bortraktoren. To typer av slike enheter finnes i bruk på det norske markedet. Begge produseres i Sverige og markedsføres i Norge av Geonor A/S (Geoprinter) og Geotech Norge AS (Geologg).

Parametrene som registreres i forbindelse med totalsondering er: Matekraft, synkhastighet (bortid) og rotasjonshastighet ved dreietrykkprosedyre. Ved boring med slag og spyling registrerer Geoprinteren bortid, spyletrykk og rotasjonshastighet, mens Geologgen registrerer matekraft, bortid og rotasjonshastighet. Under hele boringen har operatøren i tillegg mulighet for å taste inn tosifrede koder for å angi endringer i borprosedyren, samt sin vurdering av de massene det sonderes gjennom (Ref. 4,7).

Enhetene har kapasitet til å lagre henholdsvis 3 - 5 og 1 - 2 dagers boring. Dataene overføres til kontoret ved hjelp av små bærbare minnekassetter som kobles til en PC for videre behandling av dataene.

Statens vegvesen har i dag slike elektroniske registreringsenheter montert på 12 av våre borrigger. Disse har vist seg å fungere godt under høyst varierende driftsforhold.

4. PRESENTASJON AV BORRESULTATER

Borresultatene kan tegnes opp ved hjelp av et enkelt plotteprogram på PC eller med DAK-program (Technovision, Autocad) (Ref. 5).

I Statens vegvesen er det tatt i bruk en foreløpig norm for opptegning av totalsonderingsresultater basert på to alternativer. Begge tar utgangspunkt i den tradisjonelle presentasjonsmåten for dreietrykksondering for den delen av sonderingen som utføres etter dreietrykkprosedyre med en bilineær skala for matekraften (Ref. 1). Bruk av slag og spyling markeres med skravur i to kolonner inntil borstolpen.

De to opptegningsmåtene, Fig. 5, skiller seg ad ved at den ene angir bortid i stedet for matekraft ved boring med slag og spyling, mens den andre angir bortid på venstre side av diagrammet, mens kurven for matekraft tegnes kontinuerlig på høyre side.

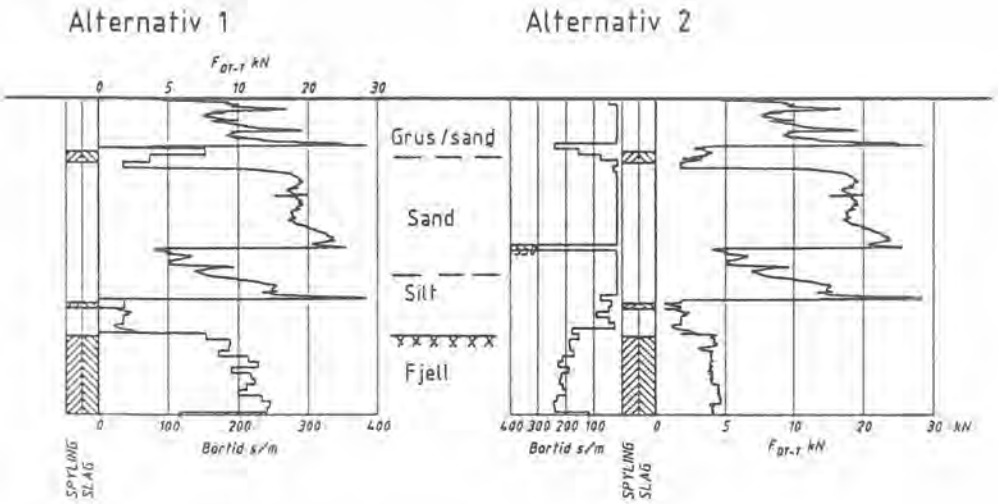


Fig. 5. Bordiagram, alternativ 1 og 2.

Dersom opptegning av spyletrykk ønskes, har vi så langt gått inn for at dette tegnes opp i et separat diagram ved siden av de alternative diagrammene vist ovenfor.

5. TOLKING AV BORRESULTATER

Erfaringer som er bygd opp over ca. 20 år med bruk av dreietrykksondering, har gitt grunnlag for å tolke grunnforholdene på grunnlag av registrert sonderingsmotstand.

Når en ved totalsondering har endret utstyret, må erfaringsgrunnlaget for dreietrykk-delen justeres. Endring av utstyret har først og fremst bestått i at diameteren på borstengene er økt fra Ø 36 mm til Ø 45 mm. Videre brukes det nå Ø 57 mm fjellborkrone, mens en tidligere brukte en snodd spiss.

Det utføres nå et program med parallellboringer der en bruker dreietrykk og totalsondering i den hensikt å kalibrere totalsonderingsmetoden mot dreietrykksondering og prøvetaking. På denne måten vil en bygge opp et tolkingsgrunnlag for metoden.

Resultater så langt tyder på at de endringer en har gjort på utstyret i mindre grad fører til endring i tolkingsgrunnlaget for dreietrykksondering. En har foreløpig registrert at sonderingsmotstanden ved totalsondering er 1-5 kN større. Imidlertid synes følsomheten for å registrere ulike lag i grunnen å være bedre med totalsondering.

Når det gjelder fjellkontrolldelen, tar en sikte på å bygge opp et nytt tolkingsgrunnlag basert på de data en får om borsynk, spyletrykk og matekraft, vurdert mot grunnforholdene (jordart og fasthet i jord og blokk/berg).

DIGITALE UNDERGRUNNSKART - NYE MULIGHETER

Digitale geotechnical maps - new possibilities

Geoteknisk sjef Ulf Fredriksen
Geoteknisk kontor, Oslo kommune

Siv.ing. Torbjørn Johansen
GeoVita as

SAMMENDRAG

Undergrunnskartverket i Oslo inneholder opplysninger om utførte grunnboringer i byen. Opplysningene er fremstilt på egne kart som viser nivå på fjelloverflaten fra fjellkontrollboringer og beliggenhet av prøveserier, vingeboringer m.m.

Undergrunnskartet er under konvertering til digital form. Digitale Undergrunnskart muliggjør produksjon av skreddersydde kart i ønskede utsnitt og målestokk. Videre kan kartene integreres med DAK-systemer.

Dette muliggjør en forbedret bruk av dataene med mer effektiv prosjektering, samtidig som det muliggjør å lage andre fremstillingsmåter av grunnforholdene.

SUMMARY

Geotechnical maps of the City of Oslo, shows the rockbed level based on soil investigations and locations of soil samlings and insitu tests.

The maps are at present transfered into digital mapping systems. This enables the user to get maps in any size and scale. Further, the digitale geotechnical maps can be exported to CAD-systems.

The use of geotecnical maps integrated into CAD-systems, enables the construction engineers to work more efficient and enable them to create new ways to visualise the ground conditions.

HVA ER ET UNDERGRUNNSKART

Undergrunnskartverket i Oslo inneholder et arkiv med geografiske referanser for alle utførte grunnundersøkelser i Oslo med henvisning til utførende firma og rapportnummer. Videre er det arkiver med selve resultatene fra undersøkelsene, og også i noen grad selve rapporttekstene. Basert på arkivmaterialet utarbeides det ulike kart med informasjon om undergrunnen i byen. Kartverket forvaltes av Geoteknisk kontor i Oslo kommune.

Hovedproduktet kalles **Undergrunnskart** og inneholder angivelse av alle boringer som er ført ned til fjell, med påført nivå på fjelloverflaten. Videre er det på kartet avmerket andre typer av grunnboringer som prøveserier, vingeboringer og andre undersøkelser som er utført. Disse boringene har på kartet påført et unikt referansenummer med henvisning til borprofiler eller andre resultater som finnes i et eget arkiv.

Undergrunnskartet viser også plasseringen av og identifikasjonsnummeret til poretrykksmålere og grunnvannsstandsmålere. Resultater fra disse målerene er lagret i en egen database.

Basert på arkivmaterialet og de utarbeidede Undergrunnskartene, utarbeider også Geoteknisk kontor en rekke temakart. Temakartene fremstiller primært de detaljerte geotekniske opplysningene på Undergrunnskartene på en mer forståelig og brukervennlig måte.

Et eksempel på et mye benyttet temakart, er de såkalte dyprennekartene over Oslo. Dyprennekartet viser løsmassemektighetene i stedet for dybdene til fjell. Med fargesonering gir kartene en umiddelbar informasjon om fjelldybder og dermed muligheter for tunneltraséer osv.

Andre temakart inneholder opplysninger om fundamenteringsforhold, berggrunnsgeologi, hydrogeologi, gamle bekke- og elveleier m.v.

OVERGANG TIL DIGITALE KART

De tradisjonelle Undergrunnskartene er fremstillet på analog form. Det vil si at de er konstruert for hånd med folieseparasjon. Folieseparasjon muliggjør enkel oppdatering med ajourførte situasjonskart fra Oppmålingsvesenet eller samkopiering med brukeres egne kart og planer.

I dag er hele byen dekket av slike folieseparete kart i kommunens standard kartformater (1:500 i sentrum og 1:1000 utenfor).

Oslo kommune er, som mange andre av landets kommuner, i ferd med å gå over til en digital produksjon av alle typer kart. Digitale kart har følgende fordeler fremfor manuelt fremstilte kart:

- Kartet er rimeligere å produsere
- Kartet kan tegnes ut uavhengig av tradisjonelle kartbladgrenser
- Kartet kan tegnes ut i ulike målestokker
- Kartet kan leveres på digital form til bruk i DAK-systemer eller andre kartsystemer
- Kartet kan danne grunnlag for et integert geografisk informasjonsssystem: GIS.

STATUS FOR DIGITALE UNDERGRUNNSKART

Digitale Undergrunnskart kan leveres for store deler av byen. Ca. 50% av datamengden er i dag konvertert. Områdene som er prioritert er de sørlige deler av sentrum, samt alle områder for forventet utbygging av veg og bane.

Konverteringen foregår ved kartverkets egne karttegnere og ventes avsluttet i løpet av et par år. Imidlertid vil etterspørselen etter digitale kart fra brukere kunne fremskynde konverteringen og ikke minst styre prioriteringen av områder som skal konverteres.

Etterhvert som hele områder blir overført til digital form, vil ajourføringen av kartene også bli basert fullt og helt på digitale kart. De tradisjonelle kartene vil gradvis fases ut.

Selve konverteringen foregår ved manuell digitalisering av ett og ett kartblad. Ajourføring av digitale kart kan enten foretas ved digitalisering, men mest rasjonelt er direkte oppdatering fra datafiler. Oppdatering fra datafiler utføres i dag rutinemessig for alle boroppdrag som Geoteknisk kontor utfører, og selve oppdateringen av selv meget store boroppdrag tar kort tid.

Kartet utarbeides i kartsysstemet pcArc/Info, som er et omfattende GIS-system med stor utbredelse internasjonalt og i Norge. Systemutviklingen er stort sett utført av kontorets egne medarbeidere med noe støtte fra leverandøren Geodata as.

Geoteknisk kontor har til hensikt å kunne tilby digitale Undergrunnskart over alle områder der det forventes utbygging og der det er et tilstrekkelig datagrunnlag for å tegne kart.

Leveranser av digitale Undergrunnskart

Digitale Undergrunnskart kan leveres på ulike måter. Inntil videre vil kartene i hovedsak bli levert som de tradisjonelle kartene:

Som tradisjonelle kart i kommunens standard kartbladinndeling, på papir eller scale, og evt. samkopiert med grunnkart.

Som skreddersydde kart tilpasset bestemte prosjekter, dvs. med fritt utsnitt (evt. over flere kartblader) og med valgt målestokk og evt. med dreining av nordretning.

Geoteknisk kontor har i samarbeid med ViaNova og GeoVita også utviklet konverteringsprogrammer som muliggjør leveranser av digitale Undergrunnskart på diskett. Det vi kan levere er:

a) Boringer til fjell til bruk i digitale terrengmodeller (DTM). Dataene leveres som flate ASCII-filer med:

1) x-koordinat y-koordinat z-koordinat for fjell

2) x-koordinat y-koordinat z-koordinat for fjell temakode

Temakoden kan nyttes til å legge mer vekt på noen typer boringer (eks. fjellkontroll) enn andre (eks. dreietrykksonderinger).

b) Fullstendige Undergrunnskart til bruk i NovaCAD/AutoCAD. Kartene leveres i DXF-format. Ved hjelp av et lite filterprogram kan alle boringer til fjell sorteres ut for bruk i DTM.

c) Dersom det blir etterspurt, kan kartene også leveres på SOSI-format (norsk standard datautvekslingsformat for kartinformasjon).

BRUK AV DIGITALE UNDERGRUNNSKART

Digitale Undergrunnskart har til nå stort sett blitt benyttet til planlegging og prosjektering av store veganlegg i Oslo. Kartene er for en stor del blitt nyttet i Geoteknisk kontors egen prosjekteringsavdeling.

Erfaringene så langt viser at bruken av digitale kart kan ha vesentlig nytteverdi i alle fasene av slike prosjekt. I det etterfølgende skal enkelte av bruksområdene fra aktuelle prosjekter omtales.

Traséutredninger: E6 Ekeberg - Sørenga

Etter at E6 Vålrengatunnelen og Lodalsbroene og E18 Fjellinjen var åpnet, stod det igjen en parsell som skulle forbinde disse to anleggene. Tre tilknyttningspunkter var fastlagt; 1) Utløpet av Fjellinjen i øst, 2) Bispelokket med koblingen til Rv.4 og 3) Tunnelportalen i Lodalen.

Formålet med traséutredningen var å finne mulige traséer som forbandt disse punktene og samtidig redegjøre for hvilke muligheter for byutvikling de ulike alternativer ville gi.

En slik traséeutredning involverer en rekke etater, organer, faggrupper og mennesker. Geoteknikkerens rolle i dette er å gi kontinuerlig informasjon om mulighetene og begrensningene som grunnforholdene gir.

På Ekeberg - Sørenga utarbeidet vi fortløpende temakart der vi primært viste dybdene til fjell i form av koter. Koteringene ble foretatt i en digital terrengmodell med data direkte fra det digitale Undergrunnskartverket. Fjellmodellen ble kontinuerlig oppdateret for å ta hensyn til de grunnundersøkelsene som ble utført parallelt.

Kartene ble først tegnet i målestokk 1:2000 som planarbeidet startet i, men ble også fremstilt i 1:1000 og 1:500 etterhvert som planprosessen ble mer detaljert.

Basert på den digitale fjellmodellen, ble det videre generert lengdeprofiler for aktuelle bru- og tunnelalternativer.

Forprosjekt: Kryss E18 - Rv. 4 (Bispelokket)

Krysset er i dag i tre plan med rundkjøring på toppen. Det er antatt at krysset må utvides eller ombygges i nær fremtid for å kunne ta en forventet trafikkøkning.

Geoteknisk kontors arbeider har bestått blant annet i å utarbeide et Undergrunnskart i 1:1000 over hele området med både gammel og ny vegtrasé inntegnet.

Ved å utarbeide et slikt skreddersydd kart, får alle i prosjektet tilgang til de geotekniske dataene som sikrer bedre og mer rasjonell planlegging. Brukervennligheten på digitale Undergrunnskart er vesentlig større enn for de gamle kartene, da vi nå konsekvent nytter en fullstendig tegnforklaring på hvert kart, samt en nøkkelfigur som plasser kartutsnittet i bybildet.

Detaljprosjekt: E6 Ekeberg - Sørenga (Ekebergtunnelen)

I detaljprosjekteringen av betongtunnelene for E6 Ekeberg-Sørenga, nytter prosjekteringsgruppen (ViaNova, Aas-Jakobsen og GeoVita) og byggherren (Statens vegvesen Oslo) NovaCAD i alle deler av prosjekteringen. Geometerigrunnlag og tegninger utveksles via diskett og oppringte datasamband.

Da prosjekteringen startet opp ble det umiddelbart bestilt digitale Undergrunnskart på diskett fra Geoteknisk kontor. Området dekkes av 6 kartplater i 1:500. Disse ble konvertert til NovaCAD og samlet på en tegning. Fordelen med å ha Undergrunnskartet i NovaCAD er blant annet:

Vi kan tegne ut nye Undergrunnskart over planområdet med det utsnittet vi ønsker og i den målestokk vi ønsker. På den måten unngår vi blant annet den uungåelige målestokkfeilen som oppstår ved gjenntatte kopieringer og opp- og nedfotografering av kart.

Ved å legge Undergrunnskartet inn som et lag på geometri- og konstruksjonstegningene kan alle konstruktørene hente frem grunnboringene på skjermen og se på fjelldybder og vurdere eventuelle konflikter. Undergrunnskartet følger automatisk den målestokk konstruktøren arbeider i.

Geoteknikkeren kan enkelt vurdere datagrunnlaget og behovet for supplerende boringer. Ved supplerende boringer nyttes NovaCAD til å lage borplan og det lages automatisk koordinatlister for utsetting av borpunkter.

Ved å generere en digital fjelloverflate og terrengoverflate, kan vi i NovaCAD automatisk tegne opp lengdeprofiler og tverrprofiler. Dette bruker vi blant annet til grunnlag for tegninger av spuntoppriss.

NovaCAD er et ekte tredimensjonalt DAK-system. Dersom vi i tillegg til terrengflater også lager tredimensjonale modeller av konstruksjonene, kan vi enkelt lage visualiseringer av anlegget i ulike faser. Så langt er vi ikke kommet på Ekebergprosjektet ennå, men teknikken benyttet vi på detaljprosjekteringen av Vestbanekrysset.

FREMTIDIGE MULIGETER MED DIGITALE UNDERGRUNNSKART

Geoteknisk kontor har under hele arbeidet med å overføre Undergrunnskartet til digital form, kun sett på dette arbeidet som første skritt i en langt videre satsing.

Målet har hele tiden vært å utvikle et integrert informasjonsssytem for undergrunnen i Oslo (Undergrunns-GIS). Et slikt system skal i første fase integrere alle arkivopplysningene som ligger på kontoret inn i Undergrunnskartet. Aktuelle arkivdata er blant annet:

- Borprofiler
- Poretrykksmålinger og installasjonsdata for målere
- Fundamenteringsdata

- Setningsmålinger
- Tunneltraséer og fjellrom
- Berggrunnsgeologi
- Vanskelig byggegrunn (fyllinger m.v.)

En spesielt interessant mulighet er å nytte systemet ved byggingen av store anlegg. Ved store grunnarbeider i bystrøk blir det generert betydelige mengder med data fra de ulike måleprogrammene som pågår før, under og etter arbeidene.

For byggingen av Fjellinjen ble det eksempelvis samlet inn opplysninger om over 500 bygårder i Oslo sentrum med hensyn på fundamentering, tidligere setninger m.v. Videre ble det målt poretrykk på over 100 målere. Dersom en for alle prosjektene i Oslo systematisk matet inn resultater i et Undergrunns-GIS, vil en på relativt kort tid bygge opp et omfattende materiale om undergrunnen i byen. En slik databank vil kunne få meget stor nytteverdi ved planlegging og prosjektering av nye anlegg i byen.

Et moderne GIS-system som Undergrunskartverkets Arc/Info har mulighet for utføre analyser på de geografiske dataene. For eksempel kan en legge en buffersone rundt en planlagt tunneltrasé og automatisk få frem en oversikt over alle bygninger som er fundamentert til fjell, på treflåter osv. De store flergangsbyggherrer bør derfor ha stor nytteverdi av et slikt operativt Undergrunns-GIS for Oslo.

***

ROYAL CHRISTIANIA HOTEL
PERMANENT SPUNT - "OPP-NED"-METODEN

Royal Christiania Hotel
Basement with permanent sheet pile wall, "up-and-down" method

Siv.ing. Jan A. Finstad
NOTEBY NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S

SAMMENDRAG

Utvidelsen av Royal Christiana Hotel i Oslo (tidligere Hotel Viking) ble bygget etter "opp-ned" metoden. Metoden er utradisjonell og gir mulighet til parallell utbygging over og under bakken. Fundamenteringen må imidlertid være ferdigstilt før utgravingen kan starte.

Kjellerens yttervegger utgjøres av en permanent stålspunt som er innvendig avstivet mot kjellerdekkene. Spunttype er Larssen 430, og kjellerdekkene er fundamentert på spunten. Forøvrig er bygget fundamentert på borede pilarer. Bygget har 3 kjelleretasjer og totalt ca. 3000 m^2 spunt er benyttet.

SUMMARY

The extension of the old Viking Hotel in Oslo was carried out by using an unconventional method of construction, so called "up and down" method. This gives the opportunity to construct both above and below ground level simultaneously. It requires, however, that the foundation work is finished before the main excavation starts.

Permanent steel sheet piles forms the outer wall in the basement, the basement floors making the inner bracing. The pile type used is Larssen 430 from Hoesch Stahl, Germany. The sheet pile also forms a part of the foundation of the new building. A total of approx. 3000 m^2 sheet piles were used in the project.

1. INNLEDNING

Hotel Viking har lenge vært et landemerke i Oslo sentrum. Hotellet ble åpnet til vinterolympiaden i 1952, og er på 13 etasjer med en kjelleretasje.

Mellom 1988-90 ble hotellet ombygget og utvidet. Utvidelsen besto i å bebygge den gamle parkeringstomten bak hotellet, en tomt med et areal på ca. 2200 m^2. Samtidig ble hotellet omdøpt til Royal Christiania Hotell.

Hotellet eies av UNI Forsikring og Avantor (tidligere Tor Andenæs A.S.) og er leiet ut til SARA Hotelkjeden. Byggets arkitekt er Ark. MNAL Fosse og Aasen as. Entreprenør for grunnarbeidene var Aker Entreprenør as. som fikk kontrakten basert på et alternativ til den forutsatte anbudsløsningen. Byggeteknisk konsulent var A.L. Høyer as. og NOTEBY A/S geotekniske rådgivere.

Grunnforholdene karakteriseres av dybder til fjell fra ca. 15 til 23 m og bløt til middels fast leire med et øvre fyllmasselag fra tidligere bebyggelse.

Det nye bygget har 9 etasjer over bakken og 3 kjelleretasjer. I dag er hotellet et 5 stjerners internasjonalt hotell, og de 3 kjelleretasjenene benyttes til bilparkering.

2. KONSTRUKSJONSMETODE

Den tradisjonelle måten å etablere et nybygg på, er først å gjøre utgraving, fundamentering og kjellerkonstruksjonene, og deretter bygge videre over bakken. Denne metoden ble kostnadsvurdert sammen med andre løsninger i en konseptgjennomgang i anbudsfasen. Bl.a. ble det fremsatt et forslag om samtidig å bygge over og under bakken, noe som ville føre til kortere byggetid og raskere avkastning på investert kapital.

Selv om konstruksjonsmetoden i seg selv var dyrere enn alternativene, viste en kalkyle av totalkostnader hvor også finanskostnad var inkludert, at dette var den gunstigste løsningen.

Den foreslåtte løsningen ble døpt "opp-ned" metoden, og var i liten grad blitt benyttet på tilsvarende måte her til lands tidligere. Prosjektet ble således en stor utfordring for både de prosjekterende og entreprenøren, og ble detaljløst i et nært samarbeid mellom A.L.Høyer, Aker Entreprenør og NOTEBY.

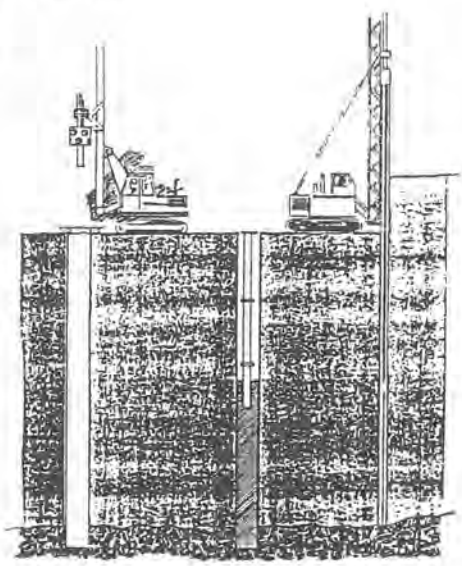
Et annet hovedpunkt ved konstruksjonsmetoden, var avgjørelsen om å benytte permanent stålspunt. Spunten har primært to oppgaver:

1. Horisontal støtte av jorda under utgravings- og permanentfasen
2. Vertikal støtte av kjellergulvene

En kort beskrivelse av den anvendte opp-ned metoden er gitt i de følgende skissene.

Fase 1:

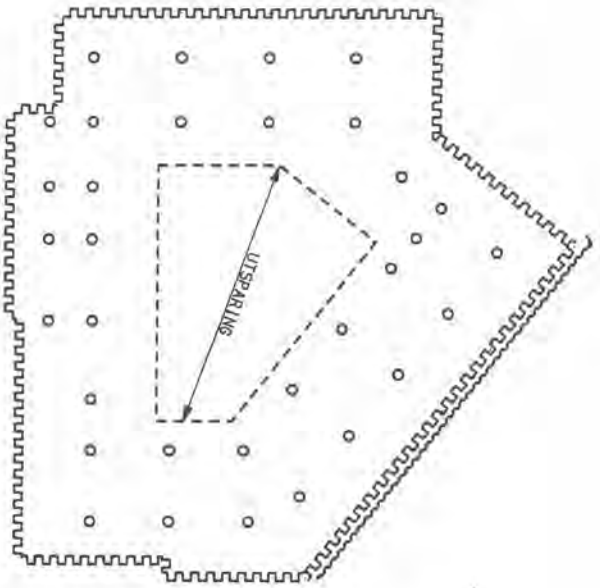
Åpen utgraving til ca. 2 m under gateplanum, dvs ned til nivå med gulvet i første kjelleretasje. Fra dette nivået ble stålspunten rammet og fundamenteringen etablert (se fig. 1).



Figur 1
Fundamentering

Fundamentering av innvendige søyler og vegger består av borede pilarer med diameter 1.1 m. Pilarene ble støpt fra fjell og opp til i nivå med fremtidig bunnplate. Som avslutning av støpeoperasjonen, ble stålsøyler satt ned i

toppen av pilarene for å danne opplegg for de kommende kjellergulvene. Grunnen til å velge stålsøyler i stedet for å gå helt opp med pilarene, var plassbesparelsen ved ved et mindre tverrsnitt.



Figur 2
Utsparing i dekker

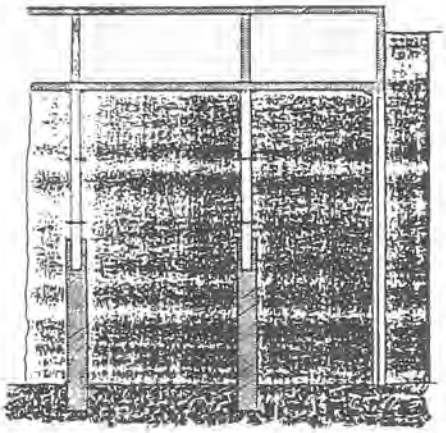
Ytterveggene i bygget er fundamentert på stålpeler (HEM-profiler). Pelene ble rammet til fjell og er plassert i bukene på spunten.

Spunten ble rammet til fjell med 5 tonns vibrohammer. Deretter ble spuntfoten fordyblet med bolter i fjell før kriterieramming med 5 tonns fall-lodd.

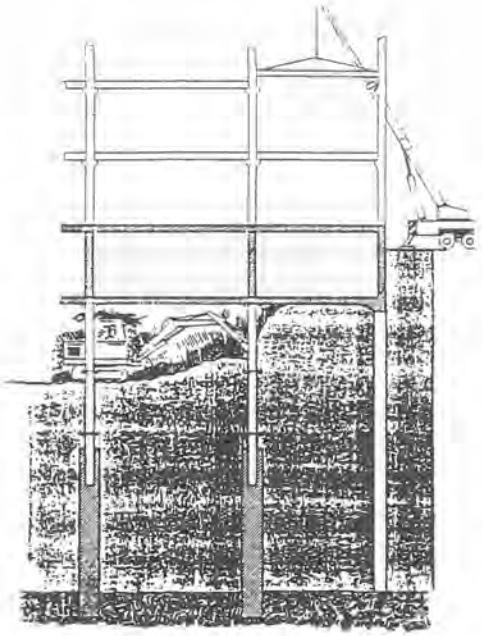
Spunt-topp ble kappet i angitt nivå, kryssfinér utlagt på avrettet planum, og deretter ble dekket i første kjeller utstøpt. I senter av tomten ble det laget en stor utsparing i platen. (fig. 2). Gjennom denne utsparingen ble all senere gravemasse løftet opp ved hjelp av gravemaskin med forlenget stikke.

Fase 2:

Neste etappe besto i å forskale og støpe søyler og vegger i første underetasje og deretter dekket i gateplanum. Man etablerte på denne måten en stiv ramme før videre utgraving startet (fig. 3).



Figur 3 Fase 2



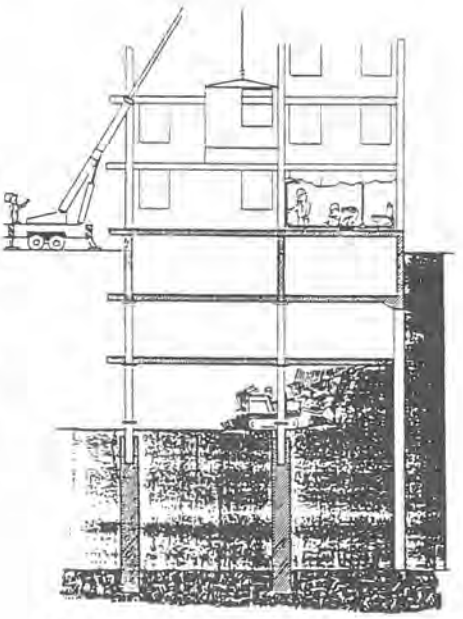
Figur 4
Fase 3. Utgraving under dekker

Fase 3:

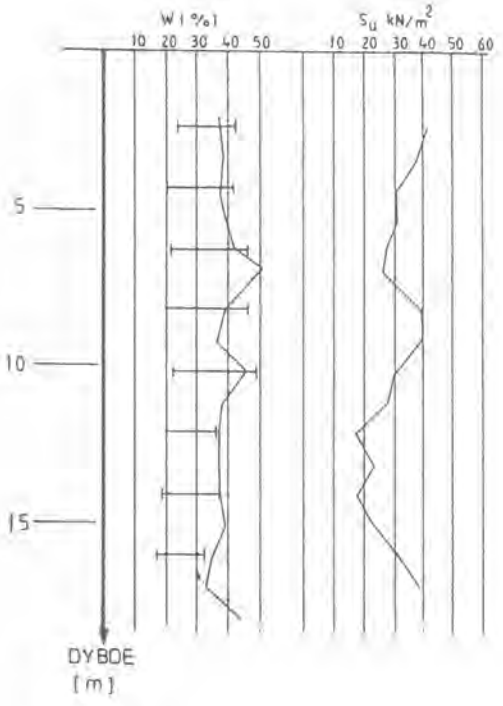
Utgraving av andre kjelleretasje ble gjort seksjonsvis med påfølgende støp av dekket. Dekket dannet den horisontale avstivningen av spunten slik at bakforankringer ikke var nødvendig. I denne fasen startet også monteringen av prefabrikerte betongelementer over bakken (fig. 4).

Fase 4:

Den tredje og dypeste kjelleren ble utført etter de samme prinsippene som etasjen over (fig. 5). Bunnplaten ble støpt med 600 mm tykkelse, og med doble injeksjonsslanger i alle tilknytningspunkter til spunt og søyler. I støpeskjøter ble det benyttet waterstop med godt resultat.



Figur 5
Fase 4 Endelig utgraving



Figur 6
Leireprofil

3. GRUNNFORHOLD

Det var foretatt flere grunnundersøkelser på tomten tidligere. Sammen med erfaringer fra andre nærliggende prosjekter i området, ble informasjon om grunnen samlet og man fikk grunnlag for valg av dimensjonerende jordparametre.

Under det vanlige topplaget fyllmasse, gamle fundamenter etc., består grunnen av middels bløt til bløt leire. Leiren er normalkonsolidert og har lav sensitivitet. Fig. 6

viser enaksial udrenert skjærstyrke fra et av borhullene. Generelt varierer skjærstyrken mellom 15-40 kN/m^2. Triaksialforsøk ga resultater som følger:

Friksjon: $\Phi_k = 26°$

Attraksjon: a10 kN/m^2

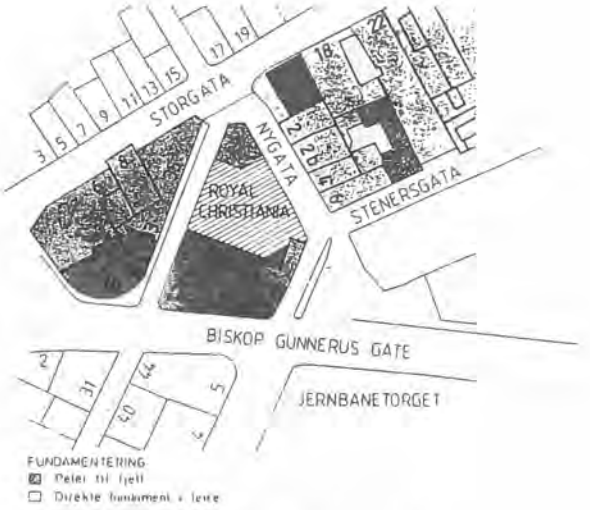
Over fjell ligger et tynt lag av sand/grus med mye høyere permeabilitet enn leiren over.

Dybder til fjell varierer mellom 15 og 23 m. Fjellet består av leirskifer med områder med alunskifer.

4. NABOFORHOLD

Oslo sentrum er sammensatt av gamle og nye bygg. Nyere bygg er normalt fundamentert til fjell, mens eldre bygg gjerne er oppført i mur og direktefundamentert i leire. Utbygging på en sentrumstomt som innebærer dyputgraving (normalt ved graving dypere enn 2 kjelleretasjer) krever utvidet ansvar av utbygger med hensyn til nabobygg, gater, ledninger, trikke skinner etc. Ansvaret som er knyttet til all form for skade som følge av fundamenterings- og utgravingsarbeidene, gjør det dermed nødvendig på forhånd å kunne vurdere mulighet og omfang av skader. Eventuelle skader vil i hovedsak skyldes setninger.

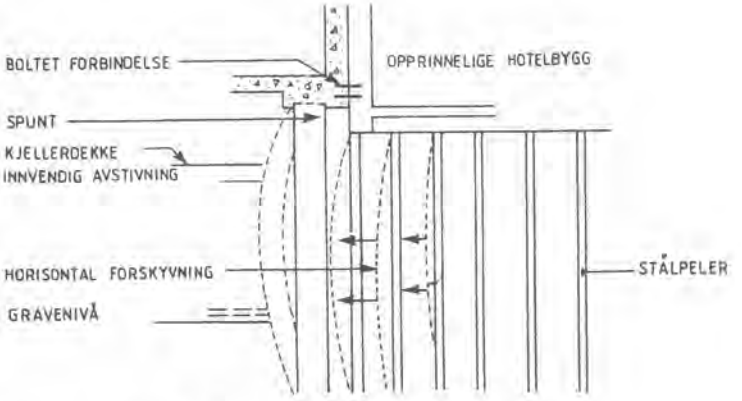
Fig. 7 viser naboforholdene til Royal Christiania Hotel.



Figur 7 Naboforhold

Byggene beliggende umiddelbart inntil tomten er fundamentert til fjell på stålpeler. Pelene har imidlertid høy utnyttelse. Liten restkapasitet kombinert med påtvungen horisontaldeformasjon av pelene som følge av utgravingen, gjorde det nødvendig å forsterke den eksisterende fundamentering. For hotellets del ble dette løst ved å bolte kjellerveggen fast til en betongdrager støpt på spunttoppen. Fig. 8 illustrerer prinsippet. Mot Gasman-gården ble det rammet separate underpinningspeler som ble gitt en leddet forbindelse i opphengspunktet på veggen.

Områder forøvrig som ble viet særskilt oppmerksomhet, var tilliggende gater samt direktefundamenterte bygg på motsatt side av Nygata. Basert på vurdering av setning og skaderisiko som følge av utgravingen,



Figur 8
"Underpinning" eksisterende hotell

ble det bestemt ikke å gå inn med fundamentforsterkninger av den eldre bebyggelsen her.

Alle byggene i influensområdet ble besiktiget og fotografert før igangsetting av grunnarbeidene. Setninger var blitt målt på bolter i området over flere år og videreregistrering ble igangsatt. Som ved tilsvarende utbygginger ble poretrykks-målere nedsatt for å følge utvikling i poretrykk.

Programmet for oppfølging ble koordinert med flere andre prosjekter som pågikk i samme området. Aktivitet på flere tomter hvor influensområdene overlapper, gjør selvsagt ansvarsfordeling vanskeligere dersom skader skulle oppstå.

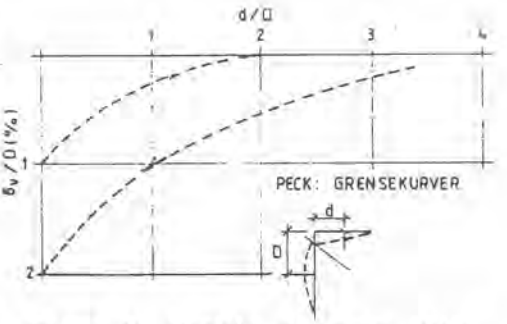
5. PERMANENT STÅLSPUNTVEGG

5.1 Dimensjonering

En av hovedoppgavene ved en støttekonstruksjon er å foreta en korrekt dimensjonering av selve konstruksjonen til å motstå krefter og momenter fra jordtrykk. En annen og like viktig oppgave er å begrense horisontale deformasjoner og setninger av grunnen bak støttekonstruksjonen slik at det ikke oppstår skader på bygninger og eiendommer pga. disse bevegelsene. Setninger av grunnen rundt utgravinger både med hensyn til størrelse og utstrekning er påvirket av følgende faktorer:

1. Jordens stivhet og styrkeparametre
2. Poretrykksendringer og konsolidering
3. Horisontal forskyvning av støttekonstruksjonen, dvs. stivhet av spuntveggen og interaksjon jord/struktur

Den klassiske samling av erfaringsdata med hensyn til innvendig avstivede støttekonstruksjoner er diagrammene fra Peck i 1969. Se fig. 9.



Figur 9 Peck's diagram 1969

Erfaringen i Oslo-leire har vist at forventet setning inntil en utgraving ligger i området 1-2 % av utgravingsdybden. Størrelse og utstrekning av setninger øker med økende dybde til fjell, varighet av utgravning, stivhet, avstivningssystem osv.

Dimensjoneringen av spuntveggen ble gjort med et EDB-program utviklet av NOTEBY. Programmet er basert på elastisk oppførsel av jord og interaksjon jord/struktur. Programmet beregner horisontal forskyvning, rotasjoner, moment og skjærkrefter sammen med jordtrykk på begge sider av veggen for hver etappe under utgravingen.

Beregningene ble gjennomført i to hovedfaser:

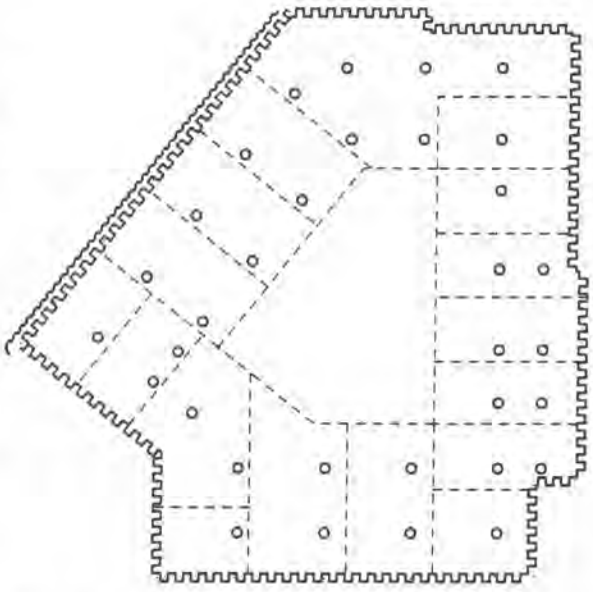
1. Utgravingsfasen
2. Permanentfasen

Begge fasene ble beregnet i bruksgrensetilstanden hvor hovedinteressen var horisontale forskyvninger. Deretter ble konstruksjonen kontrollert i bruddgrensetilstanden for å beregne dimensjoner, opplagskrefter mot kjellerdekker osv. Ikke overraskende viste beregningene at de midlertidige fasene (under utgravingen) var fasene som resulterte i de største forskyvningene og spenningene i konstruksjonen.

Beregningene og valg av konstruksjonsmetode hadde som hovedoppgave å redusere horsiontalbevegelse ned til et akseptabelt nivå. I vårt tilfelle ble dette vurdert til

mellom 25 og 65 mm akkumulert i endelig fase. Variasjonen i verdier gjenspeiler forskjeller i omgivelsene til tomten. Bruk av kjellerdekkene som innvendig avstivning, gjorde at forspenning av spuntveggene ble både vanskelig og kostbart. Forøvrig ble bevegelse som følge av svinn i betongen tatt hensyn til.

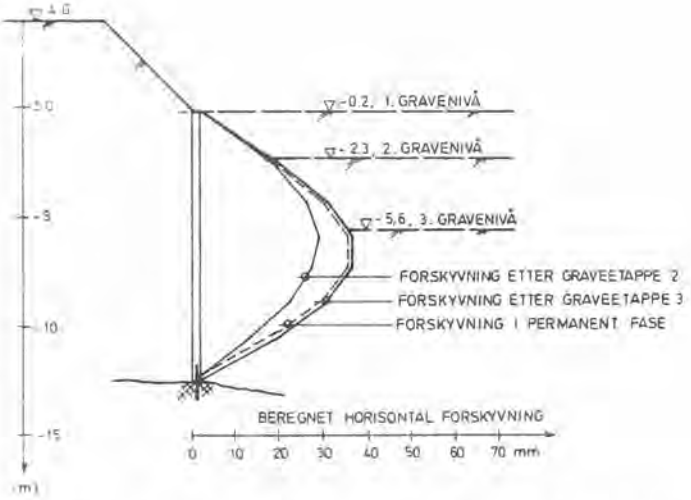
Optimalisering av spuntkonstruksjonen inkluderte også beregninger som viste effekten av å grave i seksjoner. Fig. 10 viser seksjoneringen på det laveste kjellernivået. Så snart en seksjon var blitt utgravet ble et 20 cm tykt betongdekke utstøpt. Den første fasen bestod i å opprette en form for brohode, dvs. å opprette en forbindelse mellom to motsatte sider av spunten. Deretter ble seksjoner med ca. 6-8 m bredde utgravd og med suksessiv støp av betongdekket. Ved å bruke denne metoden beregnet vi en reduksjon i forskyvninger på mellom 20 og 25 mm. En annen fordel ved metoden var at støpeetappe og støpeskjøter i den konstruktive bunnplaten kunne utføres uavhengig av utgravingen.



Figur 10 Graveseksjoner
- nederste kjelleretasje

Typiske resultater av beregningene er vist i fig. 11.

Som vist i figuren oppstår den dimensjonerende fasen for spuntveggen under utgraving.



Figur 11 Beregnet horisontal forskyvning

I permanentfasen er påkjenningene tilnærmet lik den mest kritiske under utgraving. I permanentfasen må imidlertid andre forhold tas i betraktning som f.eks. korrosjon. Erfaringer både fra utlandet og Norge indikerer at korrosjonshastigheten i leire er lav spesielt under grunnvannstand. I dette prosjektet ble spunten i sin helhet liggende lavere enn grunnvannstanden og følgelig ble korrosjonshastigheten vurdert til å være maksimum 50 µm/år.

Forskjellige metoder for korrosjonsbeskyttelse ble vurdert. Imidlertid fant man at den mest gunstige løsningen var å bruke stålet i seg selv (korrosjonsmonn) i kombinasjon med sandblåsing og maling av frilagt overflate i kjellerne. Dette gir tilfredsstillende forhold i byggets levetid (100 år). Gjenværende ståltykkelse kan imidlertid på et hvert tidspunkt kontrolleres med ultralyd. Om nødvendig kan forsterkningstiltak iverksettes f.eks. ved å støpe innvendige vegger i kjellerne.

5.2 Spuntveggstype

Bruk av permanent spuntvegg i forbindelse med vanlige bygg har først i den senere tid kommet til anvendelse i Norge, til tross for at metoden er vel kjent fra andre konstruksjoner, f.eks. kaier.

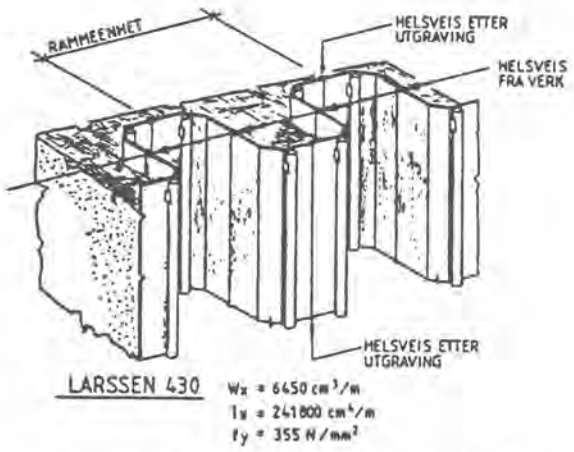
Flere profiler og spunttyper ble vurdert for Royal Christiania prosjektet. Vurderingen ble basert på entreprenørens erfaring, nødvendig utstyr og tilgjengelighet av dette, kostnad og leveransetid, toleranser, rambarhet, stivhet, tetthet i spuntlåser, mulighetene til å plassere forankringsbolter ved spuntfot osv.

Totalt var det behov for ca. 2900 m^2 spuntvegg, og beregningene viste et behov for motstandsmoment på ca. 6500 cm^3/m samt et treghetsmoment på 240.000 c^4/m. Nålelengdene ville bli opp mot 23 m.

Vurderingene resulterte i at man valgte å bruke spunt av type Larssen 430 fra Hoesch Stahl AG (se. fig. 12). En detaljert spuntplan ble utarbeidet av Hoesch og denne viste alle nummererte elementer, pelelengder, rammeretning osv. Planen var basert på koordinater og teoretiske mål av byggetomten. Alle hjørner ble utformet i detalj for å sikre en kontinuerlig sammensatt vegg. Fremdrift og levering samt transport var basert på peleplanen og fremdriften på byggeplass.

Som erfart ved tidligere prosjekter, viste det seg igjen at toleranser under rammingen medførte at de detaljutformede hjørnenålene ikke kunne anvendes uten videre. Tilpasningsarbeider var nødvendig, f.eks. ved å skjære ut en del av en nabonål (på langs) og sveise sammen igjen.

Larssen 430 er sammensatt av to og to Larssen 43-profiler i Z- og S-fasong. Låsene i Z'ene og S'ene er sveist sammen på verk. Dette resulterte i en kontinuerlig sveisesøm på innsiden med en lengde noe større enn den fremtidige gravedybden. I den resterende delen av spuntnålene er det foretatt punktsveising. På byggeplass blir nålene tredd i sammen fire og fire. Rør for senere dybling av spuntfot sveises til nålesidene som vist i fig. 12.



Figur 12 Larssen 430-profil

Nålene rammes deretter til fjell med vibrohammer og hver av Z- og S-nålene rammes deretter separat med fallodd for å sikre god kontakt mot fjell. Siden spuntnålene her skulle ha permanent vertikal bæring, ble det oppsatt et rammekriterium for spunten.

5.3 Tetthet mot vanngjennomtrengning

Utgravinger under grunnvannstand resulterer i temporær grunnvannssenkning. Et av hovedformålene i dette prosjektet var å influere grunnvannstanden så lite som mulig. I permanentfasen skal kjelleren være vanntett idet permanent senkning av grunnvannstanden ikke er tillatt.

Generelt er låsene i en Larssen 430 spunt forholdsvis tett. Imidlertid for å sikre så liten lekkasje som mulig under utgravingsfasene, ble bitumenbasert materiale (Eurolan) smørt i de åpne låsene. Dette ble først og fremst gjort for å hindre vannlekkasje opp fra sand-/gruslaget som ligger over fjell.

Metoden med bruk av innvendig avstivning istedenfor fjellankre er i seg selv gunstig med hensyn til vannlekkasjesmuligheter. Etter ferdig utgraving ble alle låser i spuntveggen gitt en kontinuerlig sveis i hele den eksponerte lengden. Mellom spuntvegg og bunnplate er tetting sikret med doble injeksjonsslanger.

6. OPPFØLGING/ERFARING

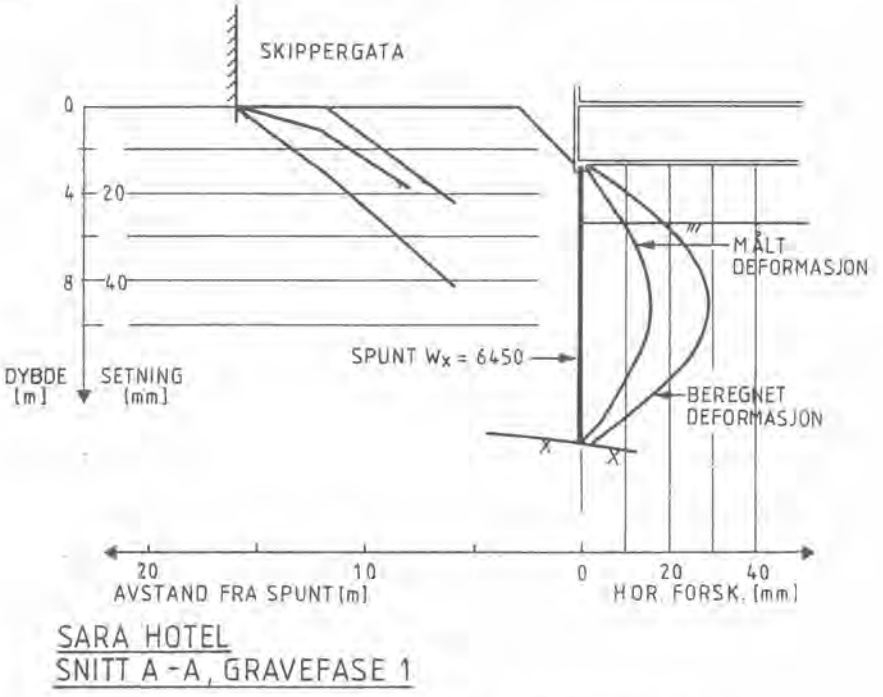
Vitale data er gitt i følgende tabell:

Grunnflate	2200 m^2
Utgravd volum	20000 m^3
Spuntvegg	3000 m^2
Plasstøpte pilarer	48 stk.
Stålpeler	30 stk.

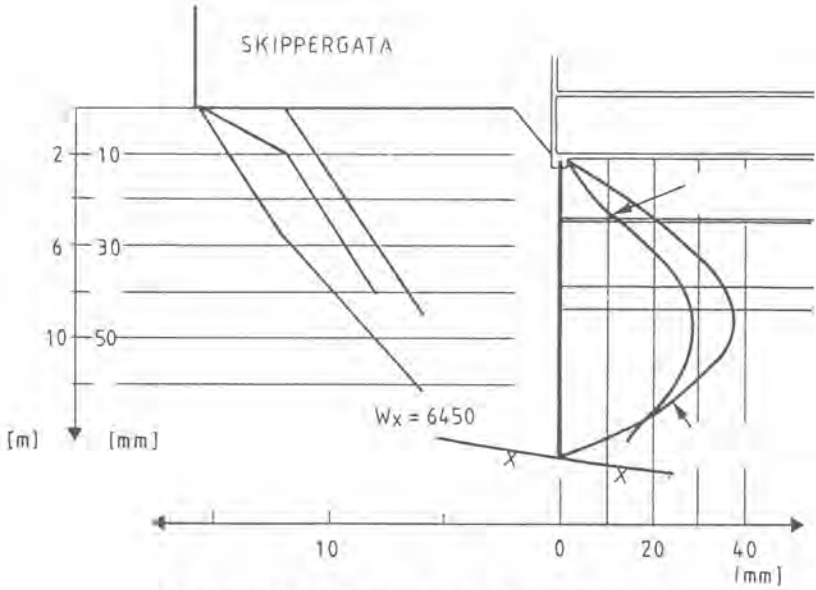
Grunnarbeidene startet i mars 1988 og kjelleren var ferdig et år senere. De prefabrikerte konstruksjonene over bakkenivå startet 15. november 1988, dvs. 8 måneder etter start av grunnarbeider. Montasje av prefabrikerte elementer var forøvrig ferdig 1. juli 1989.

For å overvåke og ivareta sikkerhet og kvalitet ble det etablert et spesifisert program. Dette inkluderte poretrykksobservasjoner, registrering av setninger på omgivende bygninger og gater, registrering av rystelser under spunt- og peleramming, kjerneboring i utstøpte pilarer, lekkasjemålinger etter ferdig kjellerkonstruksjon, registrering av

poretrykk under bunnplate for å sikre tilstrekkelig egenvekt fra bygningen før man tillot poretrykket å stige, inklinometermålinger i kanaler påsveiset spunten. Inklinomtermålingene sammen med setningsutviklingen ga viktig informasjon med hensyn til å bestemme størrelse på seksjoner. I fig. 13, 14, 15 og 16 er beregnet og målt forskyvning vist i to snitt. Registrerte setninger på gatenivå er også vist i figurene. Horisontal forskyvning viste seg å bli noe mindre enn den beregnede, men maksimum forskyvning på ca. 50 mm. Forskyvningen varierte i stor grad med dybde til fjell. Erfaringene viste videre at forskyvningene av spunt nær hjørner var i størrelsesorden 50 % av den maksimale forskyvning.



Figur 13 Observerte deformasjoner



Figur 14 Observerte deformasjoner

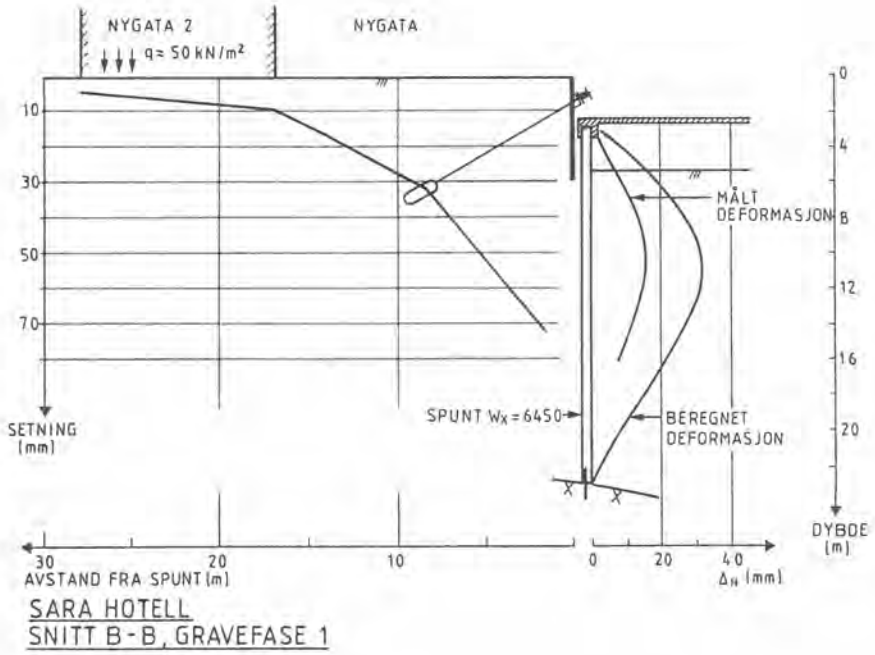


Fig. 15 Observerte deformasjoner

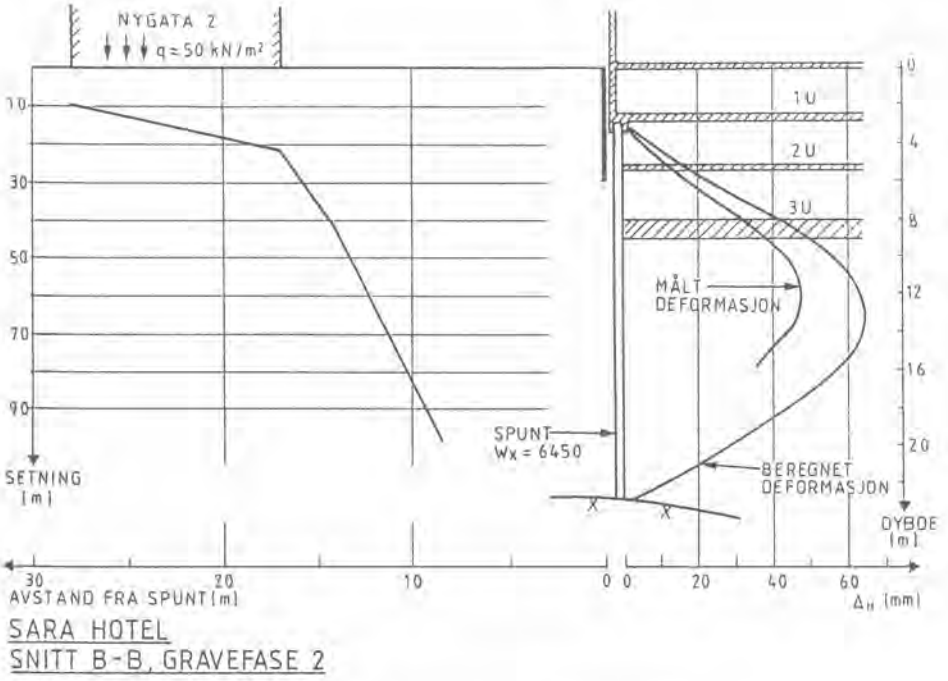


Fig. 16 Observerte deformasjoner

Setningene viste seg å bli størst i Nygata. Dette skyldtes imidlertid at det her også ble brukt en midlertidig spunt for å nå det første gravenivået. Denne spunten hadde bakforankring ved hjelp av løsmassestag (Expander Body). Det oppstod merkbare setninger da disse stagene ble spent ned og spunten trukket.

Poretrykksreduksjonen i byggeperioden ble registrert å tilsvare en senkning av grunnvannstanden på 0.5-1.0 m. Dette må sies å være tilfredsstillende resultat og skyldes, ved siden av vanntett spuntvegg og innvendig avstivning, sannsynligvis også influens fra vanninjeksjon etablert i forbindelse med andre prosjekter i området.

Fig. 17 viser utvikling av poretrykk, setning og konstruksjonsaktivitet. I fig. 18 er de registrerte setningene innlagt i Peck's diagram fra 1969.

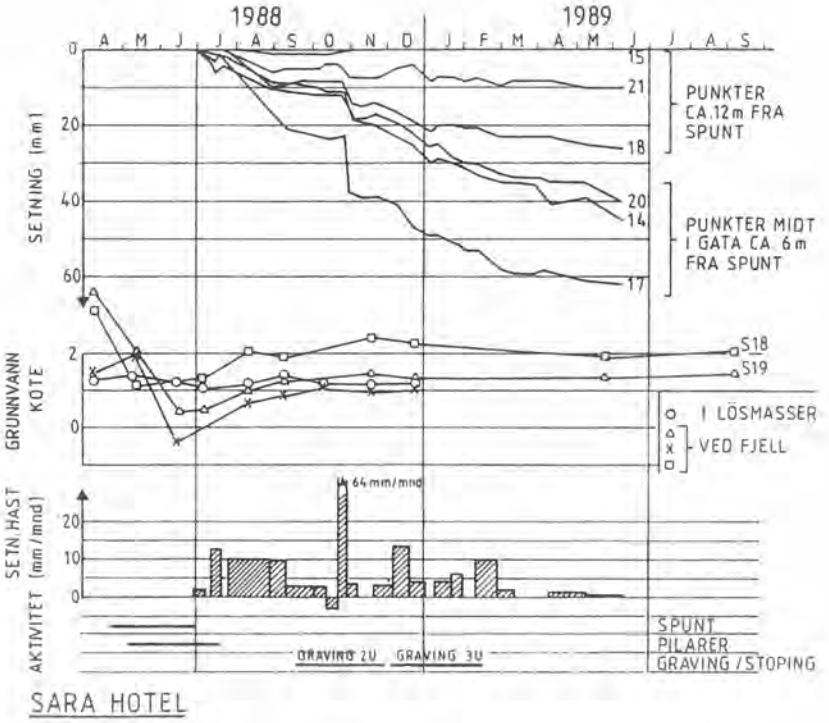


Fig. 17

Observerte setninger og poretrykk i utgravingsperioden

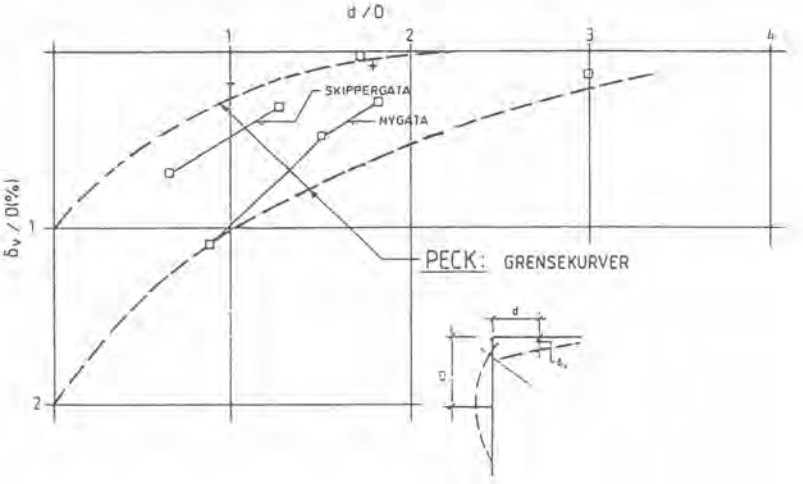


Fig. 18 Observerte setninger