Fjellsprengningsteknikk
Bergmekanikk
Geoteknikk

1993

Redaksjon:
Arne Myrvang, Torbjørn Johansen
Åsmund Hansen og Knut R. Berg

Fjellsprengningsteknikk
Bergmekanikk
Geoteknikk

1993

Redaksjon:
Arne Myrvang, Torbjørn Johansen
Åsmund Hansen og Knut R. Berg

© FORFATTERNE, 1993

Trykk: GCS AS, Oslo
Bind: GCS AS, Oslo
ISBN 82-91341-04-4
ISSN 0802-8028

Fjellsprengningskonferansen
25. november 1993
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
26. november 1993
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
26. november 1993
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

Hovedarrangør: *Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund*

FORORD

Årets arrangement er det 31. i rekken. Emnene er hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Boken inneholder referat fra foredrag holdt på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 25 og 26 november 1993.

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

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

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

Bjørn Petterson Knut R. Berg

DEL I: FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

1. **Åpning av Fjellsprengningskonferansen**
   Sivilingeniør Bjørn Petterson, Dyno Nobel
   Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF)

2. **Utfordringer for anleggsbransjen mot år 2000**

3. **Tunnelling in Korea**
   Dr. Young-Nam Lee, Hyundai Engineering Construction

4. **Motorvägsringen under Stockholm**
   Civilingenjør Per-Olov Karlsson, Vägverket

5. **Ertan-anlegget i Kina**
   Sivilingeniør Steinar Nilsen, Advicory Group of Norway (AGN)

6. **Lovverk og forskrifter knyttet til utstyr og drift av fjellanlegg - dagens regelverk og forventet regelverk innen EØS**
   Sektorleder Gunnar Falch, Direktoratet for Arbeidstilsynet

7. **Inntrykk fra NFFs ekskursjon til Taiwan**
   Sivilingeniør Johannes Hope, Statkraft, sekretær i NFF

8. **Tromsøysundtunnelen**
   Ingeniør Rune Martinussen, Selmer A/S

9. **Historisk kvarter. Fjellsprengningskonferansen 30 år. Tilbakeblikk.**
   Bergingeniør Anders Heltzen

10. **NORMIN - utviklingsprogrammet for bergindustri i Norge.**
    Sivilingeniør Per Fredheim, Bergindustriens Landsforening

11. **Brytning av pukkmateriale i Norge. Eksportpotensiale.**
    Adm.dir. Jonn-Borger Magnussen, Aker Singel & Grus a.s

12. **Brytning av naturstein**
    Professor Kai Nielsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH

13. **Sprengningsarbeidene ved Hekni Kraftverk**
    Anleggsleder Eivind Opedal, Eeg-Henriksen Anlegg A-S

14. **Dokumentasjon ved sprengningsarbeider - retningskontroll av borhull**
    Overingeniør Johan Amundsen, Dyno Nobel

15. **Vestbanekrysset**
    Sivilingeniør Knut Boge, GeoVita as

16. **Digitale terrengmodeller i planlegging av steinbrudd og store fyllinger**
    Sivilingeniør Roar Bardal, Inst. for bygge- og anleggsteknikk, NTH

17. **Hanøytangen, undervannssprengning**
Sivilingeniør Anders Grimnes, Veidekke A/S

18. **Fullskala testing av bergbolter**
Sivilingeniør Gisle Stjern, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH

19. **Lærdal-Aurland-tunnelen - en anleggsteknisk utfordring**
Overingeniør Gunnar Lotsberg, Statens Vegvesen Sogn & Fjordane

DEL II: BERGMEKANIKKDAGEN / GEOTEKNIKKDAGEN

FELLESSESJON:

20. **Sandproduksjon og stabilitet rundt foringsrør**
Sivilingeniør Per Horsrud, IKU

21. **Dypkomprimering av steinfylling i Njupsvikane på Kollsnes**
Sivilingeniør Arne Stordal, Noteby A/S
Sivilingeniør Arne S. Simonsen, Noteby A/S

22. **Nye fundamenteringsløsninger for oljeinstallasjoner i Nordsjøen**
Sivilingeniør Tor-Inge Tjelta, Statoil

23. **Geomechanical Behavior of Petroleum Reservoirs**
Mr. L. W. Teufel, Sandia National Laboratories, New Mexico, USA

BERGMEKANIKKDAGEN

24. **Formannens 10 minutter**
Sivilingeniør Åsmund Hansen, AF Oslo Entreprenør A/S

25. **Bergspenninger i Norge og på den norske sokkel**
Sivilingeniør Morten Fejerskov, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH

26. **Bruddmekanismer i berg rundt tunneler og orter**
Civilingenjør Anders Fredrikson, ADG Grundteknik AB

27. **Skalaeffekter ved hydraulisk jekking ?**
Sivilingeniør Helge Ruistuen, Sintef Bergteknikk

28. **Tunnel sikring ved NMT basert på borkjernelogging**
Ph.D. Nic Barton, Norges Geotekniske Institutt

29. **Verifikasjon - Entreprenørens rolle i prosjekteringen av Troll Fase I - landfallstunnel Kollsnes**
Sivilingeniør Jørund Gullikstad, AF Spesialprosjekt a.s - Troll

30. **Sikringsproblemer ved arbeid i gamle vannkrafttunneler**
Sivilingeniør Reidar S. Kjølberg, Berdal Strømme a.s

31. **Hva er egentlig NATM ?**
Sivilingeniør Arild Palmstrøm, Norges Geotekniske Institutt

GEOTEKNIKKDAGEN

32. **Formannens 10 minutter**
Sivilingeniør Torbjørn Johansen, GeoVita as

33. **Vertikaldrenering**
Sivilingeniør Steinar Hermann, Norges Geotekniske Institutt

34. **Peleanalyser, rammeformel sett i lys av støtbølgeteori**
Sivilingeniør Gudmund Eiksund, Inst. for Geoteknikk, NTH

35. **Nedpressing av stor senkkasse i Osloleire**
Sivilingeniør Ola Ellingbø, Berdal Strømme a.s

36. **Miljøtunnel Horten - Borre**
Sivilingeniør Frank Fredriksen, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet

37. **V-mur, Lillehammer**
Sivilingeniør Torgeir Haugen, GeoVita as

38. **Forsegling av forurensede bunnsedimenter, Norzink, Odda**
Sivilingeniør Ola Bruskeland, Noteby A/S

Fjellsprengningsteknikk
Bergmekanikk/Geoteknikk 1993

Sivilingeniør Bjørn Petterson
Dyno Nobel
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING AV FJELLSPRENGNINGKONFERANSEN

Manuskript ikke innlevert.

UTFORDRINGER FOR ANLEGGSBRANSJEN MOT ÅR 2000

Manuskript ikke innlevert.

TUNNELLING IN KOREA

Y.N. LEE

HYUNDAI ENGINEERING & CONSTRUCTION, SEOUL, KOREA

ABSTRACT

A large number of tunnels and underground spaces have been constructed in Korea for the last 30 years as a part of infrastructure, resulting in the improvement of tunnelling technology and equipment. Within the next 10 years, even much larger volume of tunnelling works are to be executed to cope with the rapid expansion of infrastructure. Tunnelling and underground spaces, constructed or to be constructed in Korea, are described together with tunnelling methods adopted for the last 30 years. Several special issues to be studied for the upcoming tunnelling projects in major cities and for high speed railway are then briefly reviewed to give some idea about the future improvement direction for tunnelling in Korea.

1. Introduction

For the last 30 years, Korea has experienced very rapid growth in the economy, thanks to the help of construction industry in the area of infrastructure construction and the export of construction technology to the Middle East and South East Asia. The construction and expansion of infrastructure have been accompained by the construction of tunnels in soils and rocks within cities and mountainous areas. The tunnels or underground space in Korea has been mainly installed for the subway line, the railway, underground power development, underground shopping arcade, underground storage facilities and others. The tunnel construction technology has grown very rapidly with the growth of tunnel construction industry. Drill and blasting method, TBM method and cut and cover method have been the most frequently-used tunnel excavation methods in Korea. Supporting the tunnel face and its vicinities has normally been carried out by applying layers of shotcrete in combination with rockbolt and less frequently with steel ribs for shallow tunnels in weathered soils and rocks.

Many new tunnel construction projects are to be started in Korea within the next

10 years. These projects require special technologies to be developed or adopted and powerful analytical tools to be developed or imported to solve the complex tunnelling problems.

In this paper, the geology of Korea and Seoul is described to give the boundary condition for tunnelling work in Korea. The tunnelling projects completed and in the stage of planning are then presented and the construction methods of tunnels are discussed with some typical example projects constructed by Hyundai Engineering and Construction Co., Ltd. Finally, some special issues related to the future tunnelling projects are mentioned to give overall picture of some future development to be made for the tunnel construction technology in Korea.

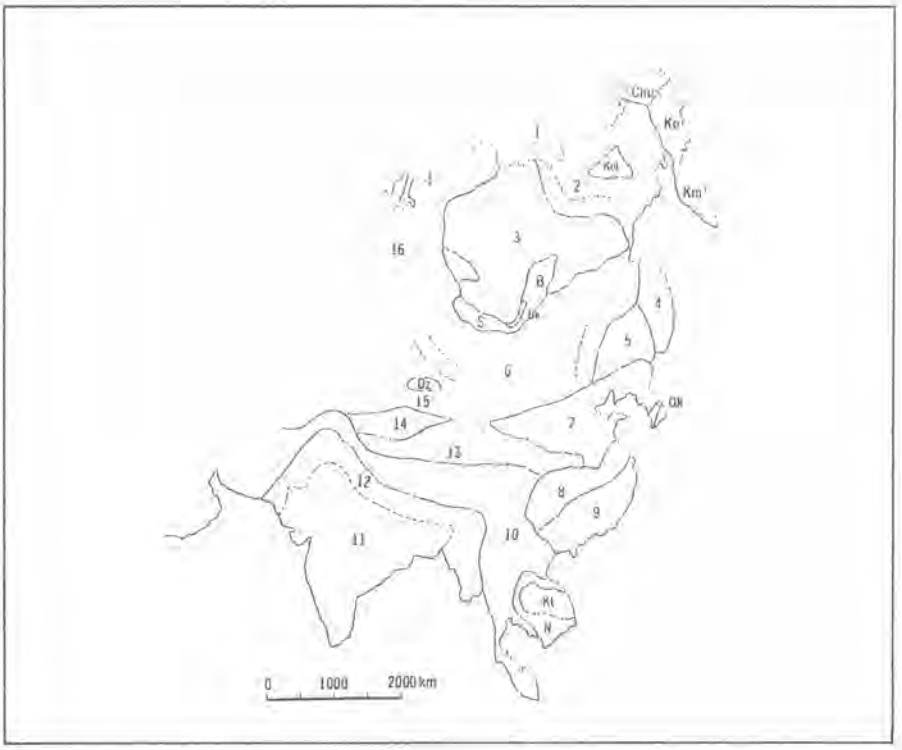
2. Geology of Korea

The Korean Peninsula constitutes in general an eastern part of the Sino-Korean Paraplatform, as shown in Figure 1, and the geological and tectonic settings in this region are, therefore, very similar each other[Kim, 1987]. The geological sequences and major tectonic movements in Korea are summarized in Table 1.

Archeozoic rocks forming the foundation of a papaplatform crop out widely on Korean Peninsula and are roughly grouped into the Gneiss and Crystalline Schist Systems. Precambrian formations represented by Okchon Group have been clearly defined, but tectonic mevements and igneous activities during the Precambrian are not precisely understood.

At the begining of Cambrian, the sea invaded the paraplatform and marine sedimentation had taken place in two basins, one in northwest Korea and the other in the middle-east Korea, until mid-Ordovician time. The sediments in these basins are dominantly of calcareous marine sequence and are known as the Choson Supergroup. The sedimentation virtually ceased from mid-Ordovician to mid-Carboniferous and this is known as the "Great Hiatus" during which only a minor orogenic movement had taken place.

After the another invasion of sea in mid-Carboniferous to the same basin areas, an orogenic movement took place in mid-Triassic and affected all sedimentary strata of the intra-cratonic basins in the Sino-Korean Paraplatform, causing faulting and folding in them, which is known as the "Songnim Disturbance". The Daebo Orogeny was the most severe one in intensity, so that all the previous



1. Verkhoyansk Mts.
2. Cherskiy Mts.
3. Siberian Platform
4. Sikhote Alin
5. Northeast Paraplatform
6. Mongolian Geosyncline
7. Sino-Korean Paraplatform
8. Yangtze Paraplatform
9. Cathaysian Fold Belt
10. Tibet-Yunnan Fold Belt
11. Indian Platform
12. Himalaya Mts.
13. Kunlun Mts.
14. Tarim Basin
15. Tinshan Mts.
16. Ural Fold Belt

OK: Okch'ŏn Geosyncline
Km: Kamchatka Peninsula
Ko: Koryak Mts.
Chu: Chukotska Peninsula
Kol: Kolyma Massif
B: Baikal Mts.
BK: Lake Baikal
S: Sayan Mts.
Dz: Dzungaria Basin
Kt: Kontum Massif
N: Annomia Fold Belt
Y: Yenisei Mts.

Figure 1. Tectonic Division of northeast Asia [Kim, 1987]

Table 1. The Major Stratigraphic Units and Tectonic Movements in Korea [Kim, 1987]

Geologic Time		Stratigraphic Unit		Igneous Activity	Tectonic Movement
Quaternary				Volcanics	Yŏnil Disturbance
Tertiary	Neogene	Yŏnil Group		Volcanics	
		Yangbuk Group			
	Paleogene				
Cretaceous		Kyŏngsang Supergroup		Bulguksa Granite	Bulguksa Disturbance
Jurassic		Taedong Supergroup		Daebo Granite	Daebo Orogeny
Triassic				Granite	Songnim Disturbance
Permian Carboniferous		P'yŏngan Supergroup			
Devonian		Hoedongri Formation	Okchon Group	Hongjesa Granite II	Great Hiatus/ Minor Disturbance
Silurian					
Ordovician Cambrian		Chosŏn Supergroup			
Proterozoic	Late	Sangwon System		Hongjesa Granite I	
	Middle	Yŏnchŏn Group		Naedŏk-Nonggŏri Granite	
	Early	Machŏllyŏng System		Iwon Granite	
Archeozoic		Nangnim Gneiss Complex Sobaeksan Gneiss Complex (in Ryŏngnam Massif) Kyŏnggi Gneiss Complex		Metamorphic Complex	

formations were intensely deformed and some were mildly metamorphosed. The granite batholiths in the Kyonggi and Pyongnam massifs and the Okchon Folded Belt are aligned in a direction of southwest to northeast diagonally across the Korean Peninsula.

Following the Daebo Orogeny, a large Cretaceous basin was formed in the southeastern part of Korea, and in various scattered troughs where non-marine sediments, volcanoclastic and volcanic rocks were accumulated. This sequence composes the Kyongsang Supergroup.

A thick pile of volcanoclastic and volcanic rocks in the upper part of the supergroup consists of acidic to intermediate effusive rocks, lavas and its tuffs.

By the end of Cretaceous to early Paleogene, the Korean Peninsula had assumed its present shape and the Neogene sequences accumulated in few small basins along the east coast and in some scattered troughs. Tertiary sediment composed mostly of earlier non-marine and later marine strata of Miocene and Pliocene. An unconformity in the Mid-Miocene between the non-marine and marine strata is found. The former strata were mildly deformed and also associated with volcanic sediments. This break is the "Yonil Disturbance".

The geology of Seoul City is mainly consisted of Pre-Cambrian metamorphic Gnessic rocks, Mesozoic Biotite Granite and Quarternary Sedimentary deposit, as shown in Figure 2. The bedrocks in this region underwent the weathering process of different degrees, thus producing the layer of weathered soil and highly weathered rock from shallow to extensive depths. Some parts of weathered soil or rock are covered by sedimentary alluvial deposits of silt, clay or granular materials.

The geological materials encountered during the construction of underground facilities are, from the surface to the deeper depth, (1) fill, (2) alluvial deposit, (3) weathered soil or rock and (4) moderately weathered to fresh bedrock of granite or gneiss. Alluvial deposits are encountered along the river or tributary of main river, while weathered soil and rock on top of the fresh bedrock are found all over Seoul, except along the river where these layers are buried deep.

The moderately weathered to fresh bedrock surfaces are outcropped irregularly over a rather short distance in many places of Seoul City. Figure 3 shows typical subsurface profiles with a special reference to the alluivial deposits encountered along the Subway Line 5. As can be seen in this Figure, the total sum of tunnel sections where the alluvial deposits were found is approximately 10.74 *km* which is about 30 % of the total length of Line 5. The length of tunnel sections where the alluvial deposits were encountered at the crown or near(within 3*m* from the crown) is approximately 4*km*.

3. Tunnelling Projects in Korea

For the rapid economic growth of Korea, many types of infrastructures such

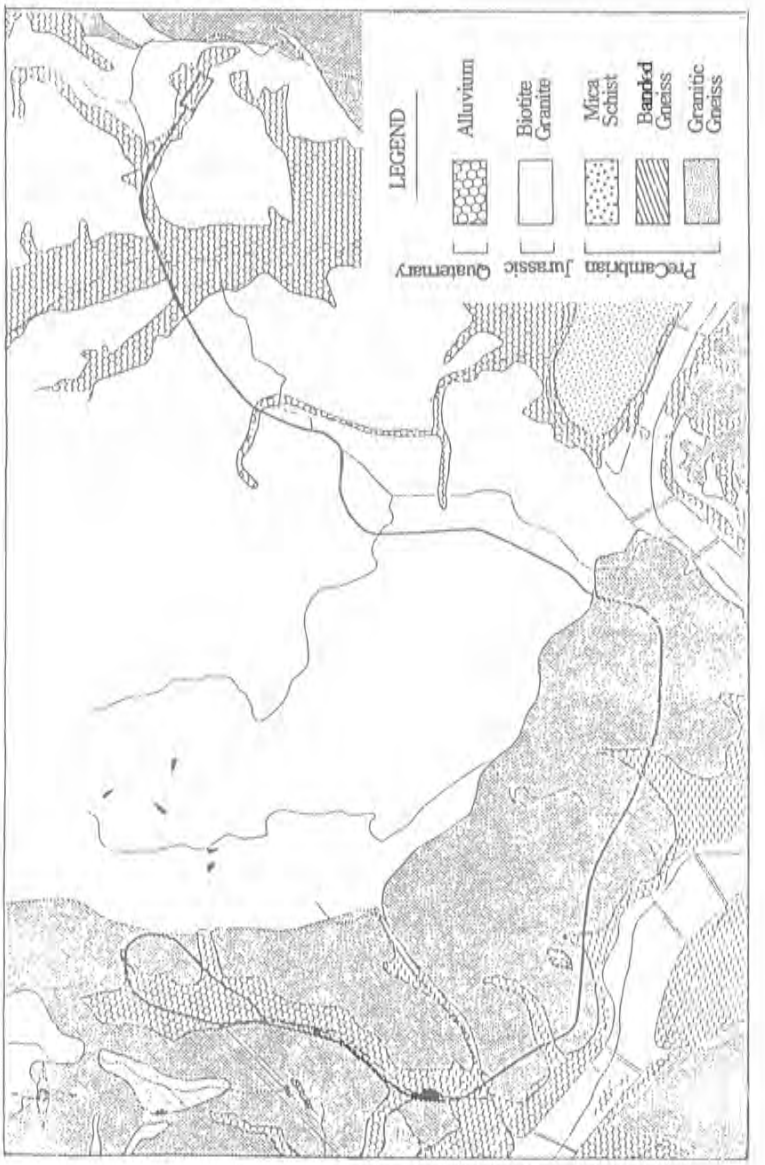


Figure 2. Geological Map of Seoul City for the Subway Line 6 Under Construction [Park and Lee, 1993]

ALLUVIUM	SPRINGLINE	WITHIN 3M OF CROWN	BTW. 3 ~ 8 ABOVE CROWN
SECTION			
LENGTH (*KM*)	0.99	2.3 0.70	4.65 2.45

Figure 3. Areal Distribution of Alluvium along Seoul Subway Line 5 [Kim, 1993]

as dams, power plants, railways, highways and others have been constructed, resulting in the installation of a large number of tunnels. One of major use of underground space in Korea is subway transportation system in some major cities. As of 1993, Seoul city has four lines of subway system with a total length of 116.5 *km* and transporting 20 % of total traffic passengers of the city, as can be seen in Table 2. In Pusan, one line of subway system has been completed in 1987 and under operation, while subway systems in Taegu and Incheon are now under construction. The total length of subway lines in Korea as of 1993 is 142.6 *km* and this length will be increased to five times at the year of 2008, as can be seen in Figure 4. By then, subway system in Seoul will take care of about 75 % of total traffic passengers, while the one in Pusan will transport about 45% of total passengers.

Table 2. Subway Construction Program for Some Major Cities

City	Phase	Line No.	Length (*km*)	Year of Completion	Share of City Traffic (%)
SEOUL	I	1	7.8	1974	20
		2	54.2	1984	
		3	26.2	1985	
		4	28.3	1985	
	II	5~8	160	1996	50
	III		120	1999	75
	Total		396.5		
PUSAN	I	1	21.6	1987	8
	II	2	60.2	1996	-
	III	3~5	66.9	1999	45
	Total		153.2		
TAEGU	I	1~3	73	2001	-
	II	4	25	2010	-
	III	5, 6	48	2020	-
	Total		146		
INCHEON	I	1	21.6	1997	-
	II	2	24.4	2003	-
	III	3	36.3	2008	-
	Total		86.8		

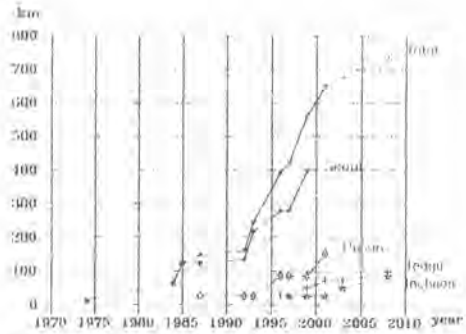


Figure 4. Construction Program for Subway Lines in Major Cities of KOREA [Sun, 1992]

To ease the traffic in Seoul-Pusan Highway, Korea has started to construct Seoul-Pusan High Speed Railway Line (S-P HSRL) with a total length of 430.7 *km*. The basic requirements of S-P HSRL are listed as follows ;

- Max. operation speed : 300 *km/h*
- Max. design speed : 350 *km/h*
- Min. distance between stations : more than 50 *km*
- Min. curvature of the line : 7,000 *m*
- Max. slope of the line : 15 ‰
- Length of home plate in the station : 450 *m*
- Center line distance between two tracks : 5.0 *m*
- Width of ballast : 14.0 *m*
- Area of tunnel : 107 m^2
- Width of tracks : 1,435 *mm*
- Weight of Rail : 60 *kg/m*
- Type of passenger car : TGV of France

The S-P HSRL consists of the following types of civil engineering structures as shown in Table 3 ;

Table 3. Type of Civil Engineeging Structures in Seoul-Pusan High Speed Railway Line

Structure	Length (*km*)	Ratio (%)	Remarks
Earth work	133.		
Brigde	133.		Max. 11.6 *km*
Tunnel	163.		Max. 12.9 *km*
Total	430.7	100	

This project started in 1992 and will be completed in the year 2,002, with an estimated total budget of 1.3 billion USD. The total length of tunnel in S-P HSRL will be 163.6 *km* with the longest tunnel of 12.9 *km* and the width of tunnel is 14 *m* and total net area will be 107 m^2. The tunnels will pass through mainly the mountainous area and hence be excavated by drill and blasting method with shotcrete, rockbolt and concrete lining as support system. The shotcrete to be used as a part of primary support system will contain steel fiber to give more resistance to tensile failure of the ring. The unique and most difficult problem of HSRL is sudden air pressure build-up due to the crossing of two high speed trains inside the tunnel and sudden build-up or drop in air pressure when the train enters or exits the tunnel.

Another active area for underground construction works is the development of underground Pumped-Storage Power Plant (PSPP) projects. There have been 3 PSPP constructed in Korea so far and some more schemes are under considerations.

The dependency of the Korean Industry to the oil has sharply increased as the economy of the country has grown rapidly. In 1964, the dependency of the industry to the oil was 10 % of all the available industrial energy sources and this number reached its peak to 64% in 1987 and has stayed at somewhat lower level since then[Sun, 1992]. Korea has not been an oil producing country and hence imported all the necessary amount of oil abroad. After experiencing two "oil shock" in 1970s, Korea constructed underground oil storage caverns for the storage of oil products in underground. Two underground oil storage caverns and three underground LPG(Liquid Propane Gas) storage facilities are under operation at the moment. Total length of underground caverns of all these facilities is equivalent to the tunnel of 125 *km* in length. Two underground oil storage caverns, one underground oil product storage cavern and one underground LPG storage facility are under construction and total length of these facilities is equivalent to 150 *km* long tunnel.

The underground shopping arcades and pedestrian networks are also one of major underground fracilities in big cities of Korea. As of 1988, the total area of underground shopping arcades and pedestrian networks is 148,200 m^2 for Seoul and 323,800 m^2 for the whole country. Most of these facilities are very shallow and have been constructed by cut and cover method. Figure 5 shows the growth of underground shopping arcades and pedestrian networks in the last twenty years.

Another form of the major use of underground space is underground car parking lots which are mostly located in Seoul city. At present, there are 6 underground car parking spaces which can accomodate more than 5,000 cars and this number will be doubled by the end of 1994.

4. Tunnelling Methods Mainly Used in Korea

The tunnelling works in Korea may be divided into two categories, that is, the mountain tunnelling which is mainly hard

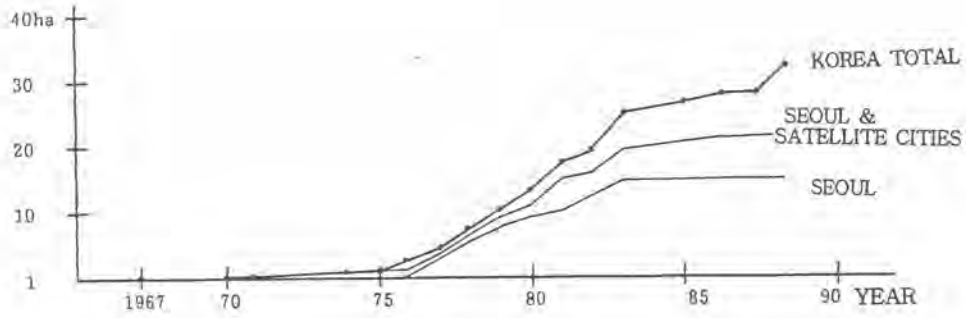


Figure 5. Construction Status of Underground Shopping Arcades in Korea [Sun, 1992]

rock tunnelling and the tunnelling in the city which mainly deals with the tunnelling through the mixed ground condition. Tunnelling for high speed railway and oil storage projects fall into the category of hard rock tunnelling through the mountain, while that for subway systems, underground car parks and underground shopping arcades belongs to the category of tunnelling under the mixed ground condition.

(A) Mixed Ground Tunnelling

The underground section of subway system in Korea is mainly constructed by one of the following four ways;

(1) Cut and cover method
(2) Drill and blasting method
(3) Tunnelling by machine excavator
(4) Machine boring method
(TBM, Shield etc.)

For the 1st phase of Seoul Subway Lines construction(till 1985), the underground section of subway system in Seoul was built by mainly adopting the cut and cover method. However, the future subway systems will be constructed using the tunnelling method, hence increasing the total length of section constructed by tunnelling method from the present 16.9 % to 56.4% at the year of 1996, as can be seen in Table 4[Park, 1992].

Supporting work for the tunnel face or crown is in general carried out by applying shotcrete first, wire mesh next, 2nd shotcrete layer, rockbolt installation and finally 3rd shotcrete layer. However, the presence of alluvial deposit or weathered soil deposit below or near the crown presents major difficulties in stabilizing tunnel face and supporting

Table 4. Length of Sections Constructed by Different Methods [Park, 1992]

(Unit : *km*)

	Total Length	Cut and Cover	Tunnel	Above Ground
Total	168.4	58.4	95.0	15.0
Extension of Line 2	3.0	3.0		
Extension of Line 3	8.2	4.9	3.3	
Extension of Line 4	1.3	0.3		1.0
Line 5	57.9	21.9	35.4	0.6
Line 6	34.1	1.5	24.3	8.3
Line 7	44.2	12.8	27.8	3.6
Line 8	19.7	14.0	4.2	1.5

tunnel crown. Stabilizing the tunnel face under mixed ground condition has normally been achieved by adopting one of the following supplementary methods together with NATM ;

(a) Forepoling

- Angle of installation
  : 10 ~ 20° upward
- Spacing in cross section
  : 40 ~ 60 *cm*
- Length : 2 ~ 3 *m*
- Material : Rebar(ϕ 25 *mm*),
  Steel Pipe(ϕ 32 *mm*)
- Type : Mortar Filling type
- Frequency of installation
  : Every two round

(b) Pipe roof method

- Angle of installation
  : 10 ~ 20° upward
- Spacing in cross section
  : 40 ~ 60 *cm*
- Length : 6 ~ 12 *m*
- Material : Steel Pipe(ϕ 50 ~ 100 *mm*)
- Overlapping Length : 3 ~ 4 *m*

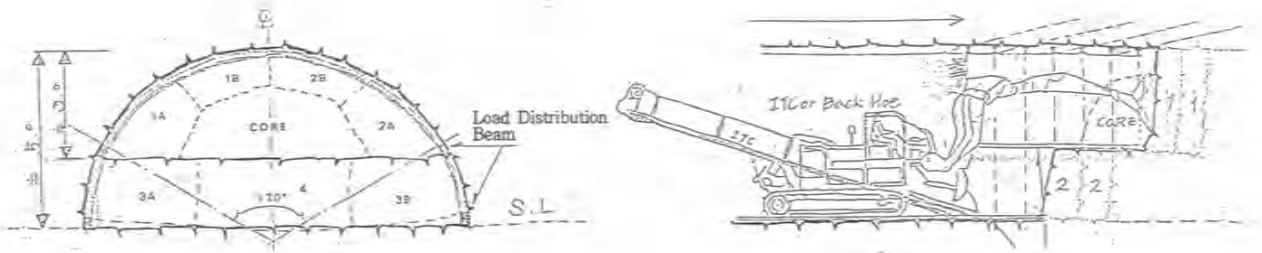
(c) Grouting

Grouting is one of main supplementary methods used for ground controlling in the Phase 2 construction of Seoul Subway Lines.

- Horizontal grouting in tunnel face
- Vertical grouting from the ground surface
- SGR or LW Grouting
  (Water Cut-off purpose)

Typical example of tunnel excavation through the mixed ground condition for one of subway construction sites in Seoul is shown Figure 6 and Figure 7.

Another difficulty of tunnelling work in Seoul Subway Lines construction comes from the presence of fresh hard rock with irregular bedrock surface at the tunnel level and the fact that the location of tunnel is in downtown. The irregular fresh bedrock surface causes the contractor difficulty in selecting excavation method and forces him to switch from one excavation method to another one in short



Construction Sequence

* Partial Face Excavation and 1st Wire mesh
  (1A EX. → 1A S/C → 1B EX. → 1B S/C → 2A EX. → 2A S/C → ・・・・・)
* Installation of 1st Wire Mesh
* Installation of Load Distribution Beam
* 2nd Shotcreting
* Installation of Rockbolt, Forepoling, Pipe Roof
* Installation of 2nd Wire Mesh
* 3rd Shotcreting

Figure 6. Typical Example Showing Construction Method and Sequence for Tunnel in Muxed Ground Condition

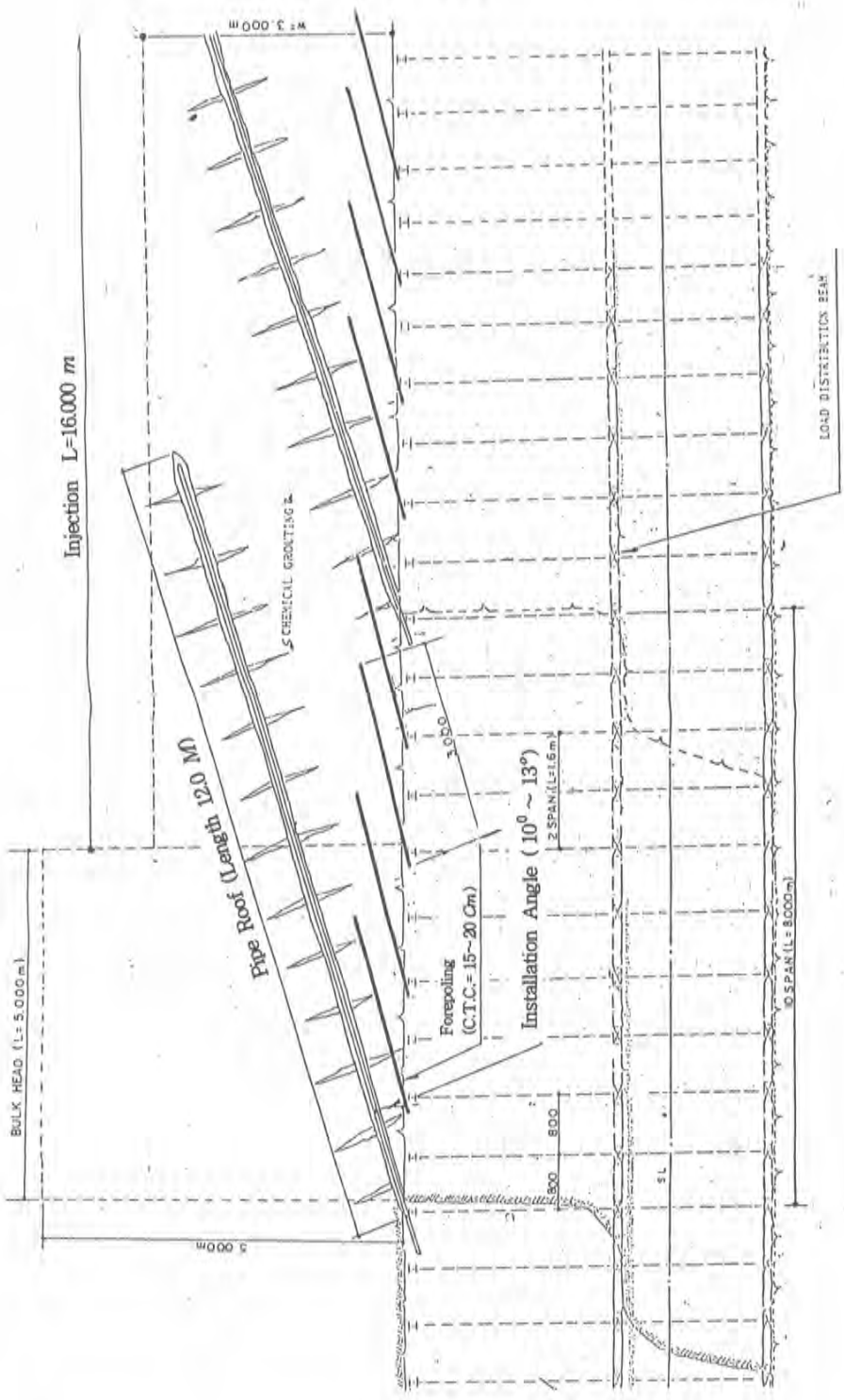


Figure 7. Typical Details for Supplementary Ground Reinforcing Methods Adopted for the Construction of Subway Line 5

distance, resulting in the unpredictable equipment mobilizing program. Most of subway lines pass through the downtown area where tall buildings are located and hence the specifications for vibration and noise control are very severe. In this regards, all the tunnel excavations through hard rock encountered city center have been carried out using roadheader or low vibration blasting technique.

(B) Hard Rock Tunnelling

Most of mountain tunnels in Korea pass through fresh hard rocks of generally good to excellent rock mass. The excavation of the tunnels in hard rock is usually carried out either by drill and blasting method or tunnel boring machine. Drill and blasting method is the most common method adopted for the excavation of hard rock, though the number of TBM excavation sites is increasing recently. In drill and blasting method, drilling is normally done using conventional rock drill, but hydraulic jumbo has been adopted more frequently nowadays.

A typical example of tunnel excavation by drill and blasting method is shown in Figure 8 for drill and charging pattern. The underground cavern with a total width of 18 m and height of 30 m was excavated in 4 stages, that is, gallery and 3 benches (Figure 8). The total face area was 111.4 m^2 for gallery and 135 m^2 for each of benches I, II and III. The numbers of drill holes are two 102 mm diameter holes plus one hundred and forty-four 45 mm diameter holes for gallery excavation and one hundred and twenty-three 45 mm diameter holes for each level of benches. The hole depth was 3.7 m for all the cases and the advance per round was 3.4 m. The total weights of charge used were 440 kg for gallery and 470 kg for each of benches I, II and III.

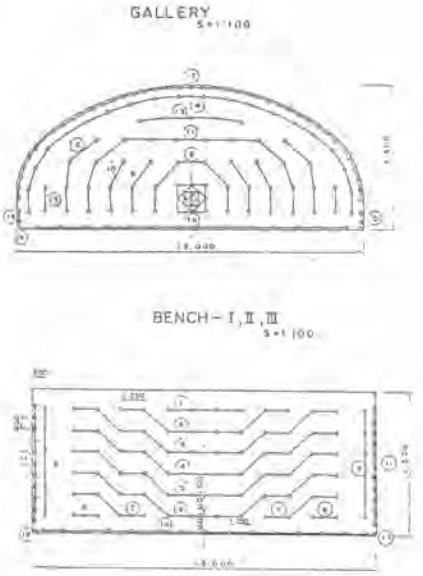


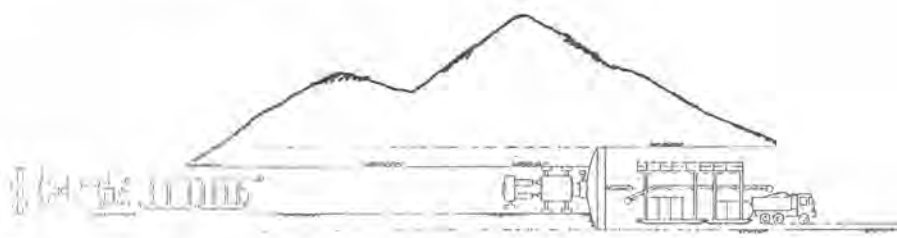
Figure 8. Typical Example for Drilling and Charging Pattern for Hard Rock Tunnelling

After being introduced in Korea in

1985, TBM has been adopted in 15 different projects, covering a total of 103.4 *km* long tunnel. A total number of TBMs available at the moment is 23 and diameters of TBMs are mostly in the range of 3.5 ~ 7.0 *m*. The excavation progress rate of TBM having diameter of 3.5 *m* is in the order of 300 *m/month*. The manufacturer of TBMs used in Korea are Wirth(West Germany), Robins(USA) and others. An example of TBM excavation case is introduced for Nam-San roadway tunnel project. Two lane road tunnel of 1.5 *km* in length and 11.3 *m* in diameter was excavated through the layer of gneiss and granite. The tunnel was excavated in two stages ; pilot tunnel of 4.5 m in diameter was first excavated using TBM manufactured by Robins of USA and then this tunnel was enlarged to 11.3 *m* in diameter using Tunnel Boring Enlarger (TBE, Wirth Product). The procedure of this excavation is shown in Figure 9 and dimensions of TBM and TBE used for the excavation are shown in Table 5. Monthly advance of tunnel excavation by 4.5 *m* diameter TBM was in the range of 400 *m*.

Table 5. Specification of TBM/TBE
[Park and Kim, 1992]

Working Site		Namsan TBM	Namsan TBE
Excav. Period		89.12 ~ 90.7	91.9 ~ 92.3
Excav. Distance		1,460 *m*	1,020 *m*
Machine Type		TBM, Robbins	TBE11,Wirth
Number of Cutters	Center	4	
	Outer	26	57
	Gauge	4	4
	Total	34	61
Bore Diameter		4.5 *m*	11.3 *m*
Revolution Rate		7.3 *rpm*	2.7 *rpm*
Borning Stroke		1.8	1.8
Total Weight		300 *ton*	500 *ton*
Motor Power		4×160*kW*	6×200*kW*



1st Phase Pilot Tunnelling　　2nd Phase Enlarging

Figure 9 Excavation Sequence for Hard Rock Tunnlling Using TBM and TBE

5. Special Issues for Future Tunnelling Projects

There are several issues to be studied in detail for the sound and economic tunnelling work for the future tunnelling projects in Korea, and they are (a) shallow tunnel in complex bedrock condition, (b) hard rock tunnelling in downtown, (c) tunnels for high speed railway and (d) advanced tunnelling methods.

(a) Shallow Tunnel under Complex Bedrock Condition

As in Seoul City, shallow tunnels in most of major cities in Korea pass through the weathered residual soil or highly weathered bedrock condition at the level of the tunnel. This causes problem of supporting the excavated face to tunnelling engineer. At the moment, NATM with supplementary ground reinforcing methods is mainly adopted for the construction of shallow tunnels. However, other alternative like using the mixed ground TBM may have to be carefully studied before its adoption in the future.

(b) Hard Rock Tunnelling in Downtown

There are two main difficulties of hard rock tunnelling in downtown. One of them is the selection of excavation method which satisfies the specifications for the downtown construction in terms of vibration, noise and ground control. The other is related to the irregular outcrop of hard rock which makes the mobilization program of construction equipment unpredictable. The blasting in downtown area is one problem to be studied in detail and improved substantially in the future for the better production in tunnel excavation. A great deal of experiences and results from many experimental studies of controled blasting with instrumentation monitoring may be required to estabilish an acceptable vibration and noise guideline.

The problem related to irregular outcrop of bedrock may be resolved by carrying out an extensive site investigation program to estabilish a precise profile of sectional variation in bedrock outcrop or by introducing TBM which can be adapted to both weathered rock (or soil) and hard rock at the same time.

(c) Tunnels for High Speed Railway

High Speed Railway Line between Seoul and Pusan requires 163.6 *km* tunnels to be constructed. Though the basic design of tunnels has completed already, the problem of two train crossing inside the tunnel has to be analyzed in detail to

come up with solution for sudden air pressure build-up or sudden air pressure drop. This requires the analysis of 3 dimensional Computational Fluid Dynamics (CFD) problem which has been succesfully solved in the aerospace industry. The solution to this problem is to determine number and locations of ventilation shafts along the given tunnel alignment, considering the relative location of two trains crossing within tunnel. Besides this crossing problem of two trains, the problem of air pressure drop or build-up when the train is leaving or entering the tunnel has been well known and studied in some detail. Some partial solutions have already been developed and adopted in practice and further improvement along this line is on progress[Mestreau and Lohner, 1993].

(d) Advanced Tunnelling Methods

Some of the current tunnelling methods used in Korea need to be improved by adopting some new tunnelling equipments or methods. One area of improvement which can be made is the excavation equipment such as computerized hydraulic jumbo drilling equipment or shield type TBM. Another area of improvement to be made in the near future is the blasting technique with fine control of vibration and noise for the tunnel excavation in downtown area.

6. Conclusions

Tunnelling industry of Korea has grown steadily as a part of the country's infrastructure for the last 30 years and this trend will be accelerated within the next 10 years mainly because of the rapid expansion of major infrastructures like subway system, high speed railway, storage facilities and others. During the same period, tunnelling technology and equipment have also been improved substantially.

Tunnelling conditions are mainly divided into two categories ; tunnelling in hard rock encountered in the mountainous region and that through the mixed ground condition in major cities. Several issues need to be studied in detail for the sound and economic tunnelling work for the future tunnelling projects in Korea and they are (a) shallow tunnel in complex bedrock condition, (b) hard rock tunnelling in downtown, (c) tunnels for high speed railway and (d) advanced tunnelling methods.

REFERENCES

1. Kim, Ok-Joon(1987) "Outlines of geology of Korea," Ch.3, Geology of Korea, Edited by Lee, Dai-Sung, Kyohak-Sa

2. Kim, Seung-Ryull (1993) "An evaluation of design and construction technology of Seoul subway tunnels," Proc. Seoul Symposium on Underground Space and Construction Technology, Seoul, Korea, Oct. 8~9, 1993, pp.51-75(Korean)

3. Mestreau, Eric and Lohner, R., et al. (1993) "TGV Tunnel Entry Simulations Using A Finite Element Code With Automatic Remeshing," AIAA Paper, Jan., Reno Conference

4. Park, Chul-Whan and Kim, Kil-Soo (1992) "Application of TBM/TBE to mechanical excavation in rock," J. of Korean Rock Mechanics Society, Vol. 2, No. 1, pp.177-189 (Korean)

5. Park, Kyei-Byung (1992) "The plan and status of Seoul subway construction," J. of Korean Rock Mechanics Soceity, Vol. 2, No. 1, pp.78-84 (Korean)

6. Park, Kyei-Byung and Lee In-Keun (1993) "Planning and design of Seoul subway Line 6," Proc. Seoul Symposium on Underground Space and Construction Technology, Seoul, Korea, Oct. 8~9, 1993, pp.3-29(Korean)

7. Sung, Yong (1992) "Undergound space uses takes another step in Korea," J. of Korean Rock Mechanics Society, Vol. 2, No. 1, pp.11-27.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK1993

Motorvägsringen under Stockholm

The Underground Motorway Ring around the City of Stockholm

Civilingenjör Per–Olov Karlsson, Vägverket, Region Stockholm

Sammanfattning

En mångårig försummelse av infrastrukturen i Stockholmsregionen har resulterat i den så kallade Denisöverenskommelsen för att förbättra miljön, öka tillgängligheten och garantera regionens tillväxt. Överenskommelsen innehåller investeringar i kollektivtrafik och vägbyggen.

Det största enskilda projektet är Ringen under Stockholm. Av totalt 14 km kommer 12 km av den sexfältiga motorvägen att dras i tunnel. Arbetet med projekteringen pågår för fullt och byggandet av detta 14 miljardersprojekt startar 1994 för att vara klart något år in på 2000-talet.

Projektet präglas av högt säkerhetstänkande och utnyttjande av modern teknik vid själva produktionen. Mängden tunnelberg är ungefär 10 miljoner ton.

Summary

Negligence of the infrastructure in Stockholm over the past ten to twenty years has resulted in the so called Dennis Agreement in order to improve the environment, increase accessibility and secure development of the region. The agreement contains investments in public transportation and roads.

The biggest separate item is the underground Ring Road around Stockholm. Of totally 14 km, 12 km of the six-lane motorway will be running in tunnels. The engineering phase has started in full strength and construction of this 14 billion project (in Swedish Crowns) is planned to start during 1994 and be completed in the beginning of the next century.

Great emphasis is put to satisfy high safety requirements and to use the most modern construction technology. The amount of escavated rock is estimated to 10 million tons.

Historik

Stockholm är en huvudstad på öar. För många hundra år sedan byggdes de första broarna för att knyta ihop stadens olika delar. För ungefär 150 år sedan kom det första förslaget om en ringled av vägar runt staden. Den fullbordades delvis – med sin tids teknik, och namnet finns kvar i Ringvägen, en gata i södra Stockholm.

I början på 1960-talet startades arbetena på att bygga en modern ring och resulterade i den del av E4 på broar, som nu kallas Essingeleden. En kompletterande del i norra änden av Essingeleden blev klar först år 1990. Samtidigt förebådade denna nya sträcka en ny era i utbyggnadens historia. Den byggdes nämligen delvis i tunnel.

Varje gång man invigt en ny del av Ringen har man kunnat märka att trafiken minskat markant och stadigvarande på de vägar där den gått tidigare. Detta har lett till de konkreta idéer och planer som nu, tjugo år efteråt, finns att fullborda Ringen.

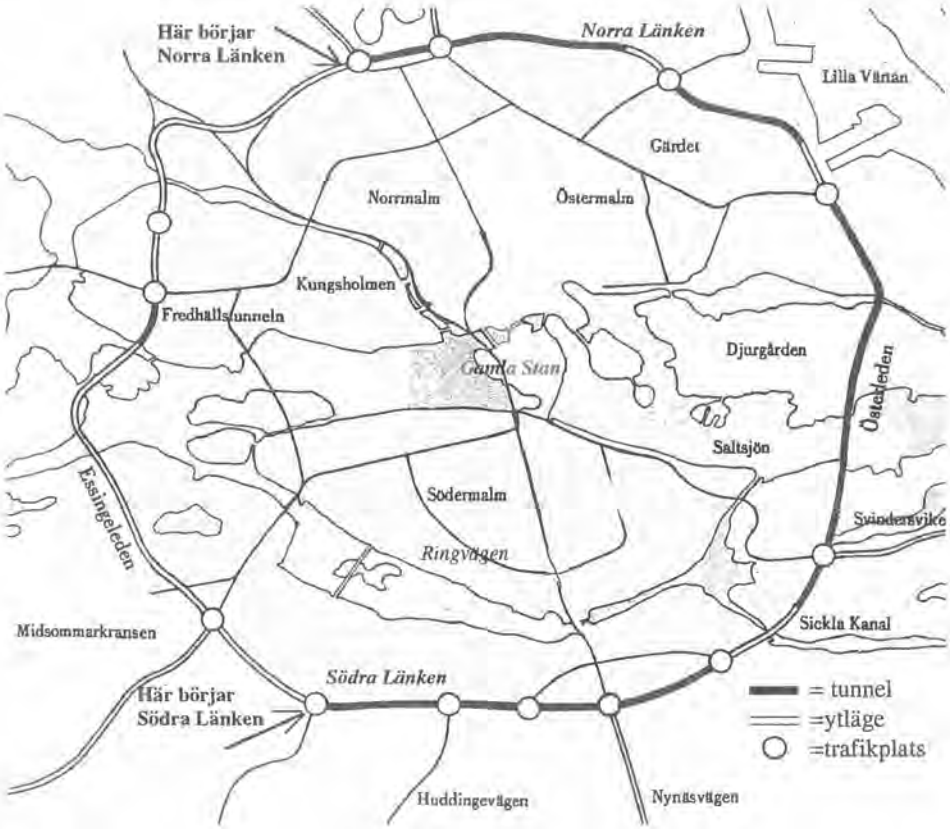
Dennisöverenskommelsen.

I Sveriges storstadsområden,och speciellt då i Stockholm, har investeringar i infrastruktur avstannat sedan sextiotalet. Eftersom utvecklade storstadsområden med god miljö är nödvändiga som motorer för hela Sveriges utveckling tillsatte regeringen i början på nittiotalet speciella storstadsförhandlare.

I Stockholm var det riksbankschefen Bengt Dennis, som lyckades med konststycket att ena de tre största partierna i Stockholms stad och Stockholms landsting. Den så kallade Dennisöverenskommelsen undertecknades den 29 september 1992 och i denna förbinder sig socialdemokrater, moderater och folkpartister att verka för att överenskommelsen fullföljs.

Överenskommelsen innebär en kraftig infrastruktursatsning för regionens miljö och utveckling. Järnvägsnätet i och kring Stockholm får ökad kapacitet, en ny snabbspårväg byggs, ett speciellt bussnät inrättas i city och infartsparkeringarna utökas. Tunnelbanan rustas upp. Denna satsning på kollektivtrafik motsvarar ungefär 20 miljarder kronor och betalas av skattemedel.

Samtidigt görs en satsning på vägbyggen och den betalas helt med vägavgifter, något som är praktiskt taget oprövat i Sverige. Väginvesteringarna består av två stora projekt som sammanlagt kostar över 20 miljarder. Kostnadsmässigt alltså mer än Öresundsförbindelsen. Det ena projektet, där byggandet redan startat under sommaren



Kartan visar Stockholms innerstad och hela Ringen – redan utbyggda plus återstående delar.

1993 är den Yttre Tvärleden, en led från norr till söder i en vid båge väster om Stockholm, avsedd främst att förbättra framkomligheten och främja utvecklingen i regionen. Leden passerar Mälaren under Lovön, där Drottningholms slott (Kungafamiljens bostad) är belägen, och kommer där att helt förläggas i tunnel med undantag för vattenpassagerna, som sker på broar.

Det största vägprojektet är dock kompletteringen av Ringen, och som rubriken anger är det praktiskt taget helt frågan om tunnlar. Av de återstående 14 kilometrarna läggs 12 i tunnel.

Ansvar för genomförandet

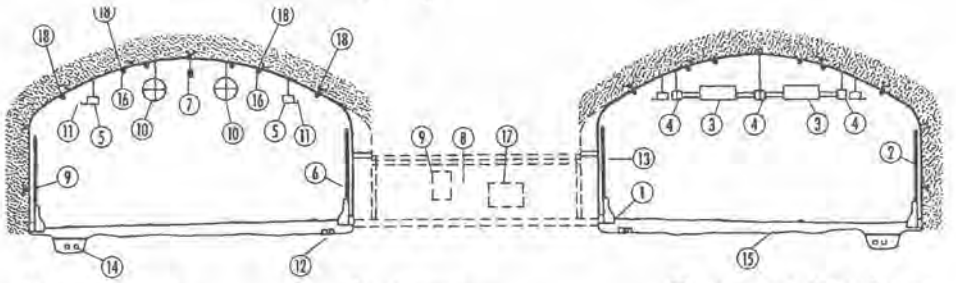
Vägarna kommer att byggas, projekteras och drivas av Vägverket, som uppdragit åt sin Stockholmsregion att genomföra projektet. Enligt nuvarande planer kommer vägarna att vara färdiga år 2005. De upplånade pengarna kommer att vara återbetalda år 2025.

Vägverket, region Stockholm, har bildat en särskild projektenhet för att fullfölja uppdraget. Projektenheten är en renodlad beställarorganisation. Projektering och byggande upphandlas i konkurrens.

Ringens omfattning

Ringen består av fyra tunnlar, varav de två längsta är fyra kilometer långa. Tvärsektionen utgörs av två tuber med vardera tre körfält. Helt enkelt en motorväg under jord. Det som skiljer Ringen från flertalet tunnelprojekt är att alla trafikplatser av betydenhet förläggs under jord. Större delen av tunnlarna drivs i berg av god kvalitet och det är i regel inte svårt att få tillräcklig bergtäckning. På de ställen där detta trots allt inte är möjligt projekteras betongtunnlar. Det tekniskt sett mest spektakulära avsnittet är en sänktunnel under Saltsjön.

Projekteringen av Ringen sker för en skyltad hastighet av 70km/h. Standarden i övrigt överensstämmer ungefär med den på sextiotalet i ytläge utbyggda Essingeleden.



① Concrete barrier
② Precast element wall
③ Route signs and other tunnel information
④ Lane signals
⑤ Lighting
⑥ Emergency lighting
⑦ TV cameras
⑧ Evacuation route
⑨ Fire cubicle
⑩ Impulse fans
⑪ Coaxial cable for radio
⑫ Fireproof cables
⑬ Cables that do not need to be protected against fire
⑭ Water supply pipes and sewers
⑮ Vehicle detectors in carriageway or roof
⑯ Fire detectors
⑰ Sprinkler centre
⑱ Sprinklers

Planeringsläge, tider

I dag arbetar ungefär 500 tekniker – ingenjörer, arkitekter etc – med projektering av de olika delarna av Ringen. Stockholms, Nackas och Solna kommuners stadsbyggnadskontor forcerar framtagandet av stadsplaner för att passa in projektet i stadsbilden. Byggstart för Ringen beräknas till 1994 och den ska vara helt i trafik ett par år in på 2000-talet.

Stora miljöförbättringar

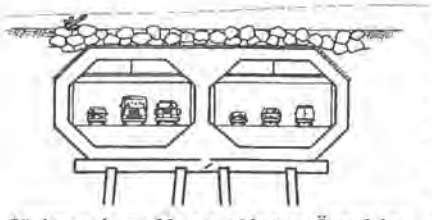
Även om Stockholm är en ovanligt ren huvudstad så åstadkommer trafiken i centrum olägenheter som nu kan minskas. Den gamla medeltida stadskärnan passeras för närvarande av 150 000 fordon/dygn. Den trafiken kommer att halveras när hela Dennispaketet står färdigt. Trafiken i genomsnitt innanför Ringen kommer att minskas med ungefär 25% jämfört med dagens trafik, eller, räknat på ett annat sätt, 35% jämfört med ett framskrivet nollalternativ. Vi kommer att få ett grönare, renare och tystare Stockholm.

De tre återstående delarna av Ringen kallar vi Norra Länken, Österleden och Södra Länken.

Norra Länken

Norra Länken utgörs av tunnel på 2,5 km och ett 600 m långt avsnitt i öppet läge. Sträckningen börjar vid Norrtull, där norra delen av Essingeleden slutar.

Hela Norrtulls nuvarande trafiksystem förläggs under jord, liksom även Roslagstull. Norra länken har ovanligt mycket betongtunnel och längden, som ännu inte kan helt fixeras, uppgår sammantaget till nära 1 km.



Sänktunneln muddras ner i botten. Övre delen av botten är lös och tunneln pålas ner till berg

Österleden

består av två tunnlar på vardera 4 och 1,4 km. Totalt är leden 7 km. Frånsett under Saltsjön går tunneln i berg med en maximal täckning av 50 meter. Planläget är under Ladugårdsgärde, ungefär under Kaknästornet, vidare under Djurgården (där friluftsmuséet "Skansen" ligger), under Saltsjön och ansluter vid Sickla sluss till Södra Länken. Tunneln under Saltsjön blir 400 meter lång och utförs i form av en sänktunnel av betong. Saltsjön är en mycket trafikerad havsvik in mot Stockholm och för att garantera att vattenarean inte påverkas kommer man att muddra ett schakt i botten där tunneln sedan placeras. Tunneln täcks med ett kraftigt stenlager och kommer på så sätt inte att kunna påverkas av sjöfarten. Vattendjupet är cirka 30 meter och avancerad teknik måste till för att under vattenytan koppla ihop sänktunneln med de bergtunnlar, som ansluter från bägge hållen.

Österleden innehåller även en "ekodukt" över Sickla kanal. Motorvägsbron över kanalen byggs över med en

"takterrass", på vilken naturlig vegetation kan anbringas. Brons sidor glasas in så att trafikanterna fortfarande har känslan av att befinna sig ovan jord.

Södra Länken

projekterades så sent som för några år sedan delvis i ytläge. Möjligheterna till finansiering med vägavgifter gjorde emellertid att även denna del av Ringen nu enbart består av en 4 km lång tunnel.

Södra Länken karaktäriseras framförallt av de avancerade och omfattande trafikplatserna under jord. Den går från södra delen av den utbyggda Essingeleden och ansluter i öster till Österleden. Tunneln går helt nära Globen, som ju blivit ett nytt ögonmärke i Stockholm.

Kostnader/Finansiering

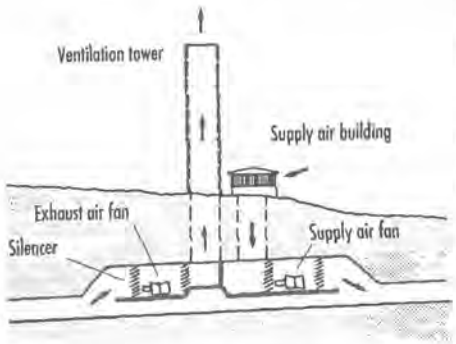
Kostnaden för Ringen har beräknats till cirka 14 miljarder SEK. Den höga kostnaden återspeglar dels systemets komplexitet med till exempel ett antal underjordiska trafikplatser, dels de mycket höga kraven på säkerhet och god miljö.

Det föreslagna avgiftssystemet innebär att avgifter tas upp på et trettiotal platser utanför Ringen vid färd in mot staden. Intäkterna beräknats till cirka 2 miljarder SEK per år om avgiften sätts till 15 kr för personbil och 45 kr för tyngre fordon. Allt räknat i penningvärde jan 1992.

Eftersom investeringstakten under några år är större än intäkterna kommer skulden att öka från 1997 då avgifter börjar tas upp. Först en bit in på 2000-talet kommer intäkterna att börja komma ifatt kostnaderna (räntor plus kapital) för att vara helt ifatt år 2025 då allt ska vara betalt.

Teknik

Konventionell teknik förutsättes vid utsprängning av bergtunnlarna. Ringen är i huvudsak lokaliserad till kristallinskt urberg av god kvalitet. Eftersom linjeföringen bestäms av främst trafiktekniska krav samt av befintlig bebyggelse får man dock räkna med speciella bergtekniska problem på ett antal platser. Detta gäller bland annat vid vissa trafikplatser med begränsad bergtäckning.



De bergtekniska frågeställningarna accentueras av att trafikplatserna bör utformas så öppna som möjligt med hänsyn till trafiksäkerhet och orienterbarhet, vilket innebär bergrum med stora spännvidder. I syfte att få en attraktiv tunnelmiljö har även en särskild arkitektgrupp engagerats. (Se figur på nästa sida)

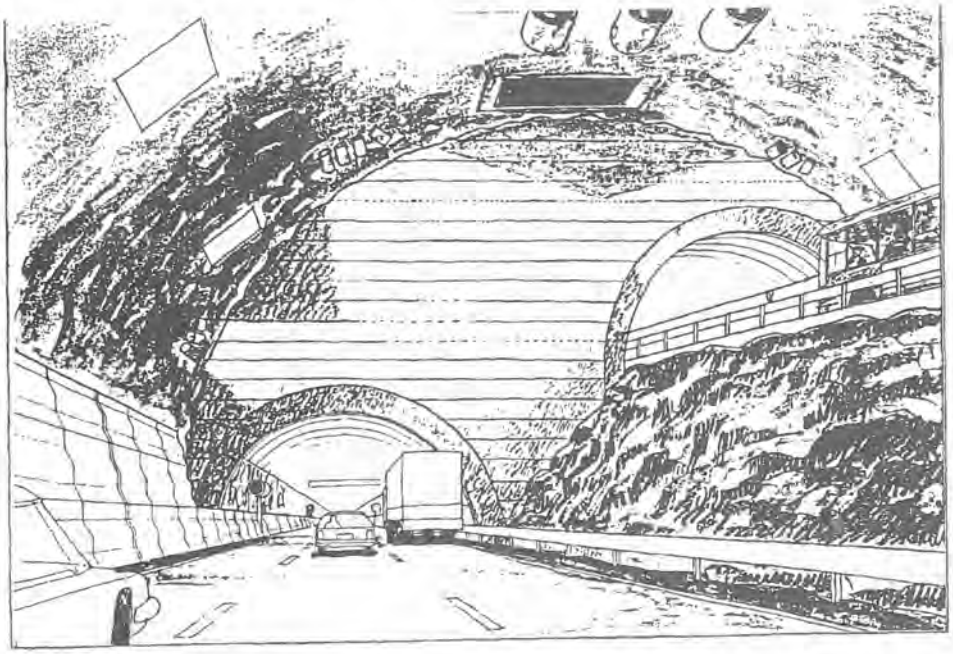
Ventilationen är så kallad längsgående ventilation där tunnlarnas längd gör att man för närvarande inte klarar sig utan en avluftning/intag mitt på de tre längsta. En arkitekttävling har resulterat i att ventilationstornen, totalt ungefär ett dussin, troligen kommer att utformas av glas. Detta bland annat för att ytterligare understryka projektets miljöförbättrande karaktär.

Vägbeläggningen i Ringen kan utföras antingen av betong eller extremt högklassig asfalt. Det ställer ju till stora besvär varje gång man måste lägga om beläggningen så mycket kommer att göras för att säkra kvaliteten.

Vägavgifterna planeras att tas upp med modern teknik, så att de som förhandsbetalt – köpt ett kort – inte behöver stanna utan kan passera i normal hastighet. Utvecklingen inom detta område går snabbt och ett flertal system är väl kända. Oslos "bompengering" är i detta avseende världsledande när det gäller omsättande av teori till praktik.

Säkerhet

Ett tunnelbaserat vägsystem med välutrustad trafikledningscentral ger större möjligheter att snabbt lokalisera och neutralisera olyckor. Möjligheterna att höja säkerheten är god genom olika åtgärder, videoövervakning,tunnelcentral, räddningtjänst etc. Detta har lett till att transporter med farligt gods kommer att tillåtas på Ringen.



Orienterbarheten är särskilt viktig i tunnlar, och alldeles speciellt när de utgöres av delar i en ring. God sikt i ramper och avfarter är viktigt. Genom "bergrum" i olika form och genom att variera färgsättning etc, kan man öka orienterbarheten.

ADVISORY GROUP OF NORWAY

ERTAN - ANLEGGET I KINA

NORSK RÅDGIVNING VED VANNKRAFTANLEGG

av

Sivilingeniør Steinar Nilsen, AGN

HVA ER AGN

Advisory Group of Norway, AGN, er et arbeidsfellesskap mellom Norconsult International A.S, Selmer A.S. og A/S Veidekke.

Gjennom sine moderfirmaer, representerer AGN en meget vesentlig del av norsk kompetanse på planlegging og bygging av vannkraftanlegg, tunneler og store bergrom, samt alle sider av ledelse og kontroll (management) av denne type anlegg.

AGN har i hovedsak drevet sin virksomhet som rådgivere i Kina, som rådgivere til byggherren ved gjennomføringen av store vannkraftanlegg, men det skal også nevnes at gruppen sto som BOT leverandør av det ikke ukjente Nuuk kraftverk på Grønland som er ferdig i år.

I Kina har AGN etterhvert opparbeidet seg et meget godt renommé og er i dag en av de best kjente utenlandske rådgivingselskaper innen vannkraftsektoren i Folkerepublikken.

Virksomheten i Kina startet i 1984 med et oppdrag for Yunnan Province Electric Power Board for å virke som rådgivere i byggherrens organisasjon ved gjennomføringen av Lubuge Kraftanlegg i Huangni elven på grensen mellom provinsene Yunnan og Guizhou. Til Lubuge anlegget hadde forøvrig Kværner Brug leveringen av de fire stk Francis turbinene, hver på 150 MW. AGN's engasjement sluttet ved anleggets ferdigstillelse i 1988.
Deretter hadde AGN et tilsvarende oppdrag ved Yantan anlegget i Hongshui elven i den autonome regionen (provinsen) Guangxi. Dette oppdraget startet i 1987 og var ferdig i 1992.
I tillegg til disse hoved engasjementene har AGN utført mange kortere oppdrag ved forskjellige anlegg i Kina.

I dag er AGN engasjert ved Ertan Kraftanlegg, som det skal fortelles om her.

ELEKTRISK ENERGI I KINA

I Folkerepublikken Kina utgjør vannkraft ca. 20% av den totale elektriske kraftproduksjon. Totalt er det utbygget ca 30,000 MW vannkraft. Det genereres således totalt ca 150.000 MW el. kraft i Kina. Dette utgjør 125 W pr. innbygger. Til sammenligning har vi i Norge noe i nærheten av 6 KW pr innbygger. Dette sier noe om behovet for energi i Kina.

Den utbygde vannkraft utgjør ca 7 % av det økonomisk utbyggbare potensialet. Det gjenstår dermed å bygge ut 420,000 MW. En del av dette vil nok på grunn av lange overføringslinjer og vanskelig terreng være marginale prosjekter i lang tid framover, men potensialet er stort og planene mange i dette veldige landet.

Sichuan provinsen er spesielt rik på utbyggingsmuligheter og er samtidig Kinas mest folkerike provins med sine 110 millioner mennesker og med en betydelig og meget luftforurensende industri. Dessuten er provinsen rik på andre råstoffer og ressurser, så her er planene for industriell utvikling store.

Langs syd og vestgrensen av Sichuan løper Yangtzekiang elven, som i Kina blir kalt Chang Jiang i den nedre del og Jinsha Jiang i den øvre del.
I Sichuan provinsen, som betyr "de fire elvers" provins, er det fire meget store vassdrag med hovedretning fra nord til syd og som alle løper tvers i gjennom provinsen og ut i Yangtzekiang ved sydgrensen. Disse fire er, fra vest mot øst, - Yalong, Dadu, Min og Jialing vassdragene.
Bare i Yalong elven er det et potensial, innenfor Sichuans grenser, på 20,000 MW.

Ertan anlegget ligger nederst i Yalong elven, ca 40 km fra Jinsha Jiang, og er det første kraftverket som bygges ut i denne elven. Ertan er også, med sine 3,300 MW det største vannkraftverk under bygging i Kina akkurat nå.
Sichuan ligger i Sydvest Kina og anlegget ligger helt syd i provinsen. Det har jernbane- og veiforbindelse med Chengdu, hovedstaden i Sichuan, 730 km unna og med Kunming, hovedstaden i Yunnan provinsen, 380 km unna.

ERTAN ANLEGGET

FORBEREDELSER

Planleggingen av Ertan Anlegget foregikk i godt over ti år, før de første anleggsarbeidene startet.
Lokalisering, de første skisser og geologiske vurderinger ble startet i 70 årene.
Senere ble et meget omfattende geoteknisk og ingeniørgeologisk undersøkelses- og analyseprogram gjennomført.
Alternative dam- og krafstasjonstyper ble utførlig analysert, beregningsmessig og ved modellforsøk, inntil man kom fram til nåværende opplegg og endelige planer kunne utarbeides.
Alt dette arbeidet ble utført av Chengdu Hydroelectric Investigation and Design Institute, CHIDI.

Forberedende anleggsarbeider startet i 1987 og var ferdig i slutten av 1990.
De arbeider som da ble utført var:

* 60 km adkoms- og anleggsveier.
* Forberedende grave- og sprengningsarbeider for tunnelpåhugg og andre tilriggingsarbeider på ca 700,000 m3

* Forskjellige adkomsttunneler ble utført og 400.000 m3 ble tatt ut underjord.
* Kontorer, leirer for funksjonærer og arbeidere osv ble bygget.

Det var således allerede utført betydelige anleggsarbeider da hovedkontraktene ble sluttet etter en internasjonal anbudskonkurranse og hovedanleggsarbeidene startet høsten 1991. Anlegget skal etter planen ferdigstilles 30 juni, 1999.

HOVEDKONTRAKTER

Anleggsarbeidene er delt i to hovedkontrakter, Lot I og Lot II.
Lot I er den store dobbeltkrumme hvelvdammen med energidrepingsbasseng og andre tilliggende arbeider, i hovedsak i elveløpet.
Lot II er alle underjordsarbeidene i forbindelse med kraftstasjonen, som ligger i fjellet på venstre dalside.

Den internasjonale anbudskonkurransen resulterte i at damkontrakten, Lot I, gikk til et arbeidsfellesskap bestående av;

No.8 Construction Bureau of MOE, PRC,
Impregilo, Italia, Sponsor,
Dumez, Frankrike,
G.T.M. Frankrike,
Torno, Italia.

Dette arbeidsfellesskapet heter "Ertan Joint Venture" EJV.

Lot I kontrakten er på ca 4 milliarder NOK.

Lot II kontrakten på underjordsarbeidene gikk til et arbeidsfellesskap bestående av;

Chang Jiang Gezhouba Engineering Bureau, PRC,
Phillip Holzmann AG, Tyskland, Sponsor,
Hochtief AG, Tyskland,

Dette arbeidsfellesskapet heter "Sino-German Ertan Joint Venture" SGEJV.

Lot II kontrakten er på ca 3 milliarder NOK.

Turbiner, generatorer og datastyrt kontrollanlegg er som samlet levering kalt Lot III kontrakten, men kan splittes opp i tre forskjellige leveransekontrakter. Anbudsfristen er omme for Lot III leveransene og kontraktsforhandlinger pågår i disse dager. Lot III vil samlet koste ca 3 milliarder NOK. Montasje av Lot III leveransene vil bli sendt ut på innenlands anbud og er planlagt for neste år. Denne kontrakten blir da Lot IV.

Kontraktstyper: Begge de to hovedkontraktene for anleggsarbeidene er basert på gjeldende FIDIC kontraktsbestemmelser med enkelte endringer og tilføyelser.

Kinesisk bygge- og anleggsindustri har liten eller ingen erfaring med denne type internasjonale kontrakter. Behovet for rådgiving og støtte under gjennomføringen av prosjektet er derfor til stede.

KAPASITETER

Installert kapasitet 3.300 MW.
6 stk aggregater hver på 550 MW.
Årlig produksjon 17.000 GWH.
Kapasitet luker og flomløpstunneler, 23.000 m3/sek
Utnyttet fallhøyde, 185 m
Maks. vannføring gjennom kraftstasjon, 2.250 m3/sek

DIMENSJONER OG HOVEDMENGDER

Lot I Kontrakten:

Hvelvdam:	Største høyde,	240 m
	Tykkelse fundament,	56 m
	damkrone,	11 m
	Lengde over krone,	800 m

Grave og sprengningsarbeider i dagen, 8 millioner m3
Betong i dam og energidrepingsbasseng, 5 millioner m3

Lot II kontrakten:

Underjordsarbeider:

2 stk omløpstunneler, 420 m2 utstøpt, lengde 1.100 m

6 stk tilløpstunneler og trykksjakter, diam 9 m.
Kraftstasjonshall, 26 x 65 x 280 m.
6 stk sugerørstunneler
Dobbelt svingekammer, 20 x 65 x 200 m.
2 stk avløpstunneler, 160 m2 utstøpt, lengde 700 m
6 stk kabeltunneler til trafohall.
Transformatorhall.
Adkomst-tunneler.
Ventilasjonstunneler og sjakter.
Kabelsjakt til GIS koblingsanlegg.

2 stk flomløpstunneler, hver på 170 m2 og lengde 700 m.
1 tømmertransporttunnel, 105 m2, lengde 1.500 m

Total utsprengt mengde, 3,5 millioner fm3
Betong i tunnelutstøpinger, i kraftstasjonen
og i andre bergrom, 1 million m3.

I tillegg kommer så for begge kontrakter levering og montasje av;

Stålforinger, luker og vinsjer, vannforsyning og drenasjeanlegg, innstøpingsgods, kraner og annet utstyr, mm.

ORGANISASJON

Byggherre for Ertan er:

Ertan Hydroelectric Development Corporation, EHDC.

Konsulent er:

Chengdu Hydroelectric Investigation and Design Institute.

Byggeleder er:

Ertan Engineering Corporation, EEC.

Rådgivere for EHDC, EEC og CHIDI, under gjennomføringen av prosjektet, er et arbeidsfellesskap mellom Harza Engineering Co. Chicago og Advisory Group of Norway,
Harza/AGN Joint Venture.

RÅDGIVENDE TJENESTER

Harza/AGN's kontrakt med EHDC heter; "Contract for the Construction Management of the Ertan Hydroelectric Project"

Harza/AGN utfører da rådgivende tjenester i hovedsak for generell byggeledelse (Construction Management) til EEC (the Engineer), men inkludert i kontrakten er også gjennomsyn og revisjon av tegninger og rådgiving til konsulent, samt rådgiving til byggherren i spørsmål som administrasjon og organisasjon, kontrakts-forståelse (FIDIC), mm.

Rådgivingskontrakten var på ca 100 mill NOK, med 40 mill til AGN, for første fase frem til 1995, med opsjon på et tilsvarende beløp frem til ferdigstillelse. Oppdragsgiver, EHDC, har allerede nå bestemt at de benytter opsjonen og fortsetter kontrakten slik at vi idag, har en kontrakt på 200 mill NOK, hvorav AGN skal utføre rådgivende tjenester for 80 mill NOK.
Rådgivingen er organisert slik at Harza i hovedsak gir råd i forbindelse med Lot I - damarbeidene, mens AGN i hovedsak gir råd i forbindelse med Lot II - underjordsarbeidene.

Arbeidet blir koordinert, for de to byggekontraktene, slik at hele EEC's stab og rådgiverne har en felles holdning og oppfatning av viktige områder som kontraktsforståelse, prioriterte aktiviteter på anlegget, regler og rutiner osv. Antallet rådgivere tilstede til en hver tid, varierer noe, alt etter situasjonen på anlegget. For tiden har Harza åtte mann og AGN har syv mann i arbeid på anlegget.

AGN's rådgivende mannskap er:

Steinar Nilsen,	Chief Advisor Lot II,	(Selmer)
Svein Kvaalen,	Contracts Advisor,	(Norconsult)
Erik H.Falch,	Design Advisor,	(Norconsult)
Olav Skogly,	Field Engineer,	(Veidekke)
Oddvar Langsrud,	Reports Advisor,	(Selmer)
Sverre Barlindhaug,	Eng. Geologist,	(Norconsult)
Per Kvarv,	Ass. Field Engineer,	(Veidekke)

EEC's organisasjon (se plansje) teller ca. 270 ansatte. Når vi tillegg forteller at Lot I entreprenøren har ca 120 utenlandske funksjonærer og at Lot II idag har 150 funksjonærer, i hovedsak tyske og at det nå totalt på anlegget arbeider ca 10.000 personer, så aner man noe om størrelsen på virksomheten.
Anlegget er dessuten konsentrert i en trang dal med veldig bratte dalsider og høye fjell, noe som gjør transport og adkomst problemene store og koordineringen av anleggsaktivitetene meget krevende.

GEOLOGI

Fjellet i anleggsområdet er for det meste av god kvalitet "hard rock". Hovedbergarten er basalt til meget stor dybde.
På høyre dalside består fjellet av basalt, mens venstre dalside har større innslag av syenitt i basaltmassen og det meste av kraftstasjonstunneler og bergrom ligger i syenitt.
Syenitten er middelskornig og av god kvalitet.
Dagfjellet er forvitret og av dårlig kvalitet ganske dypt, 20-30 m inn i fjellet.
I bergmassen er det allikevel, naturlig nok, noen få knusningssoner, større slepper og oppsprekkingssystemer som forårsaker noen fjellsikringsproblemer. I meget begrenset omfang er det tilfelle av klorittfylte slepper, som er årsaken til et par mindre ras.
Spenninger i fjellet utløser noe sprak og deformasjoner med utvidelse av og nydanning av sprekker.

Totalt sett er fjellet relativt homogent og godt å drive i.

DRIFTSMETODER

Drift-teknologisk er det lite nytt å rapportere. All underjordsdriften foregår med konvensjonelle (bore og sprenge) metoder, med få bergtekniske problemer.
Underjordsentreprenøren har en stor moderne maskinpark i arbeid, med hovedvekten på Atlas Copco tunnelrigger og pallboringsrigger. Lasting foregår med Cat 988B hjullastere og med en Brøyt X 52. Utkjøring med Terex 33 og 25 tons dumpers.

Produktiviteten er lav. Driftsopplegget, med koordinering av sprenging/lasting/utkjøring operasjonen og fjell-sikringen, er ofte merkelig sett med norske øyne. Dette gjelder forsåvidt både underjordsarbeidene og masseforflytningen i dagen.

ANLEGGSDRIFTEN PR NOVEMBER 1993

To år etter start av anleggsarbeidene er situasjonen som følger:

Generelt: Både Lot I og II entreprenørene er nå fullt mobilisert med hensyn til bemanning, maskiner og utstyr, boligleirer, kontorer, lager og verksteder.
For Lot I gjenstår montasje av kabelkran (for dambyggingen), Knuseverk og betongblanderi, men ikke noe av dette skulle vært ferdig nå i henhold til program.

Lot I, dam: Å få etablert riggområder for kabelkran, knuseverk og blanderi, samt adkomstveier og tunneler i bratte dalsider har vært mer krevende enn entreprenøren kanskje hadde ventet. I alle fall har disse arbeidene blitt utført sterkt på bekostning av de permanente kontraktsarbeidene, som derfor nå er vesentlig forsinket.
Hittil har de permanente arbeidene bestått av;
Graving og sprengning av inntak for tilløpstunneler, av inntak for flomløpstunneler og for venstre og høyre bredd damfot.
Disse arbeidene er ca 6 måneder forsinket.

Lot II, underjordsarbeider:
Her har hovedinnsatsen vært på ferdigstillelse av omløpstunnelene. Tunneldriften var her betydelig forsinket, men i de siste 6 måneder, hvor betongutstøpingen har foregått, er forsinkelsen nesten tatt helt inn igjen.
Kontraktsmessig ferdigstillese av tunnelene, klar for omlegging av elven, var 15 oktober i år. Tunnelene ble overlevert 15 november, en måned forsinket.

Lot I entreprenøren er nå i full gang med bygging av fyllingsfangdam over elven for omlegging av vannveien til omløpstunnelene.

I omløpstunnelene ble det på to år sprengt ut 1 million m3 fjell og utstøpt 250.000 m3 tungt armert betong, i tillegg er betydelige midlertidige sikringsarbeider utført.

Fordi omløpstunnelene fikk prioritet, noe som var helt nødvendig, og igjen på grunn av feilvurdering av behovet for maskiner og arbeidsledere, fikk de øvrige underjordsarbeidene for lite ressurser og er idag betydelig forsinket. På kritisk vei som er utsprengning av kraftstasjonshall, klar for inntransport og montasje av foringsrør i trykksjaktene og deretter spiraltromme og maskinmontasje, er forsinkelsen fire måneder. Men ved omlegging og forbedring av driftsmetoder og større innsats av ressurser nå når omløpene er ferdig, kan forsinkelsen taes inn igjen.
I dag er entreprenøren nesten ferdig med takskiven ikraftstasjonen og de betydelige sikrings arbeidene er i gang.

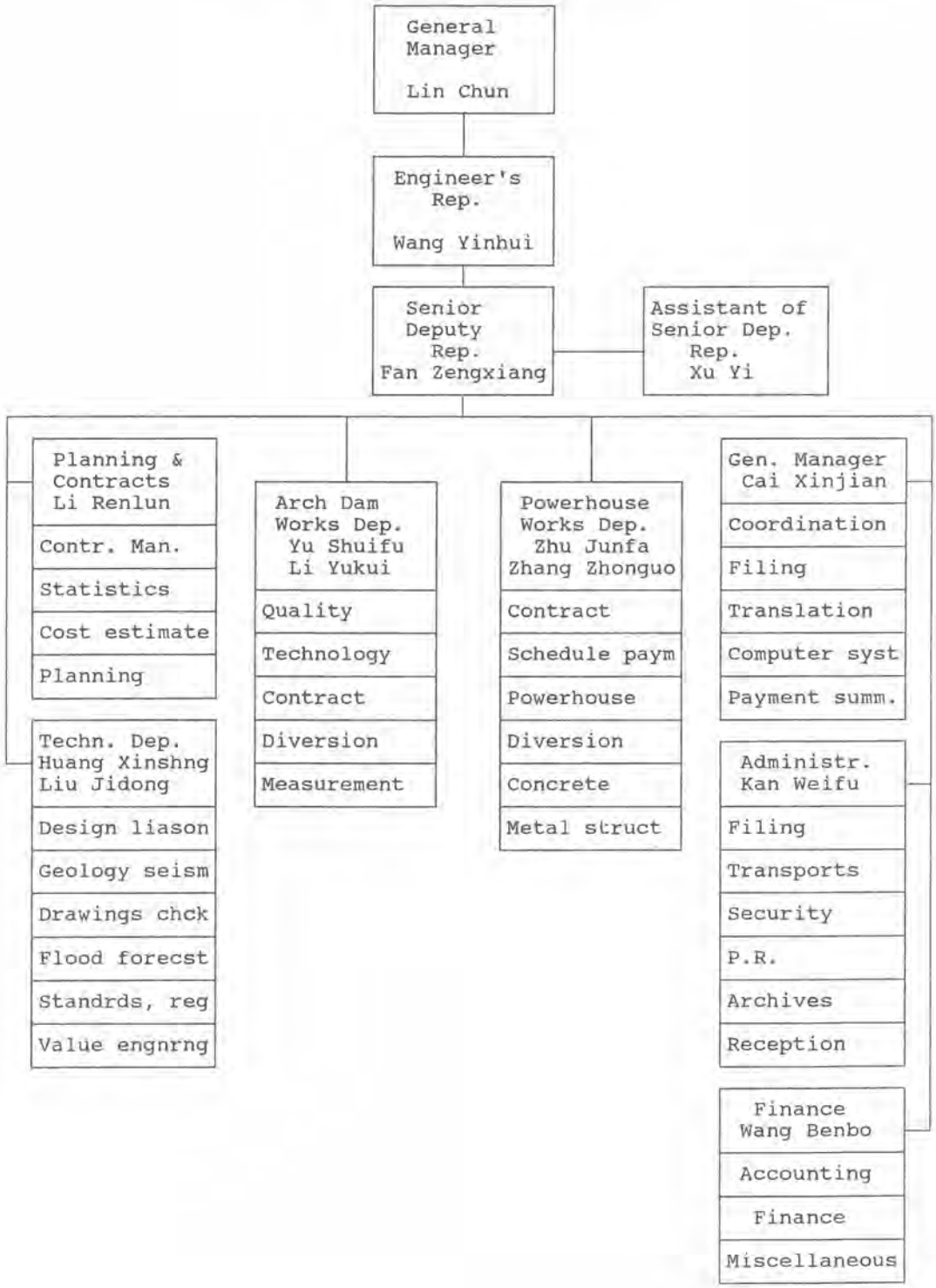
Ventilasjonstunnel til Kraftstasjonen med sjakt er ferdig. Utløpstunneler nr.1 og 2 er godt i gang. Adkomst til topp og bunn av svingekammer er etablert. Transformatorhallen er i full utsprengning osv. Så driften er ikke ubetydelig, men den må allikevel nå framover økes ganske vesentlig.

En samlet konklusjon for driften ved Ertan anlegget er at selv om entreprenørene er så forsinket at det er god grunn til bekymring, så er det allikevel fullt mulig å ta inn igjen forsinkelsene og ferdigstille anlegget etter oprinnelige kontraktsdatoer. Likeledes må det forventes at så store, erfarne og ressurssterke internasjonale entreprenører, som de som er ansvarlig for arbeidene ved Ertan anlegget, vil klare å tillegne seg tilstrekkelig erfaring og dyktighet i å drive i Kina, slik at de forbedrer driften og klarer oppgaven.

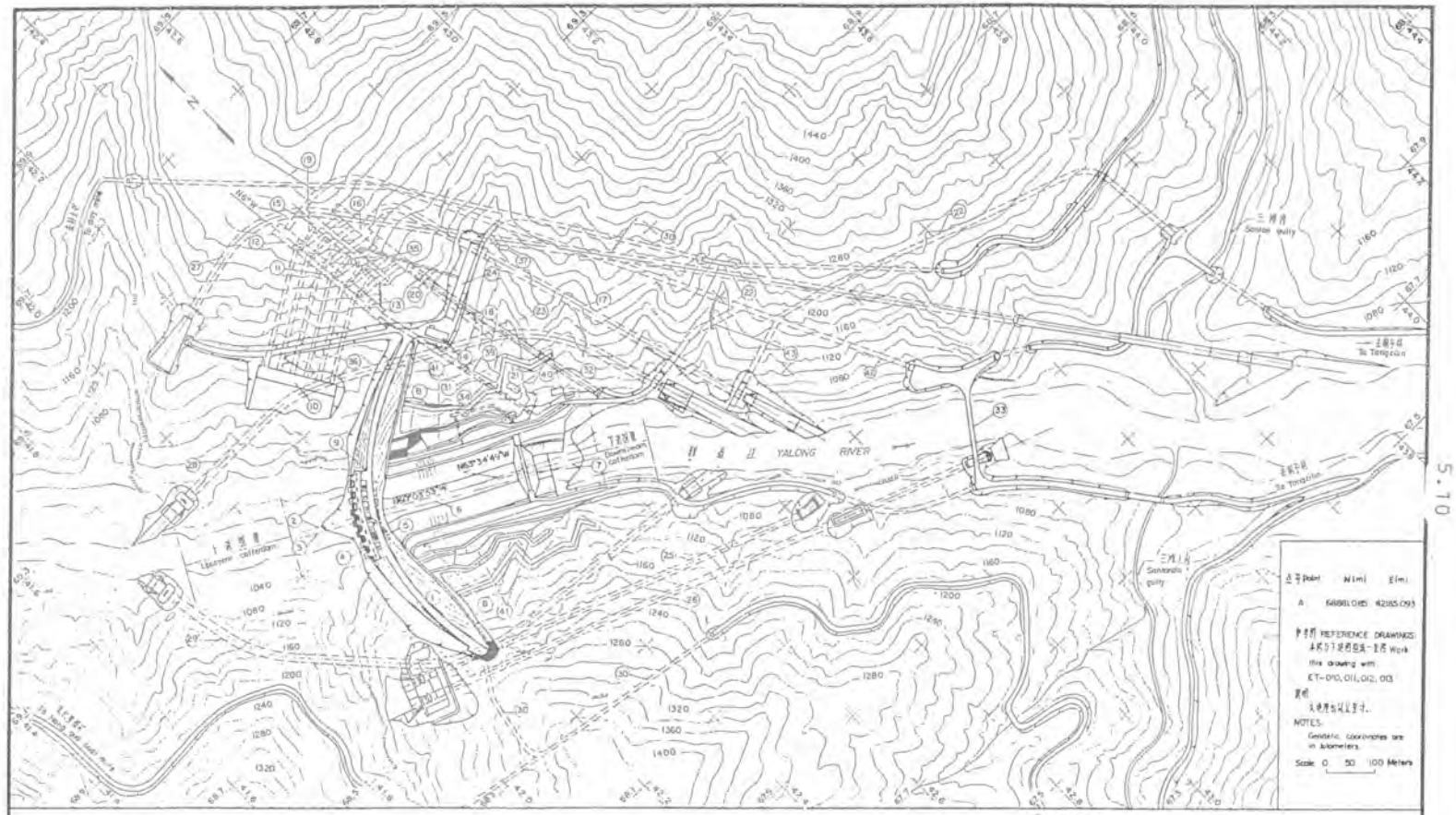
SLUTTKOMMENTAR

Med den utvikling som nå finner sted i Kina, hvor dørene mot resten av verden er åpnet og hvor utviklingen mot markeds-økonomi er programfestet, åpner det seg også et mulig kjempe-marked for alle mulige slags tjenester til bygge- og anleggs-markedet. Spesielt norsk anleggsindustri, med sin ekspertise på vannkraftutbygging og sin kompetanse på fjellarbeider burde ha meget gode muligheter. Men som alltid, det må satses for konkurransen er skarp.

Contract Administration (EEC's Organisation):



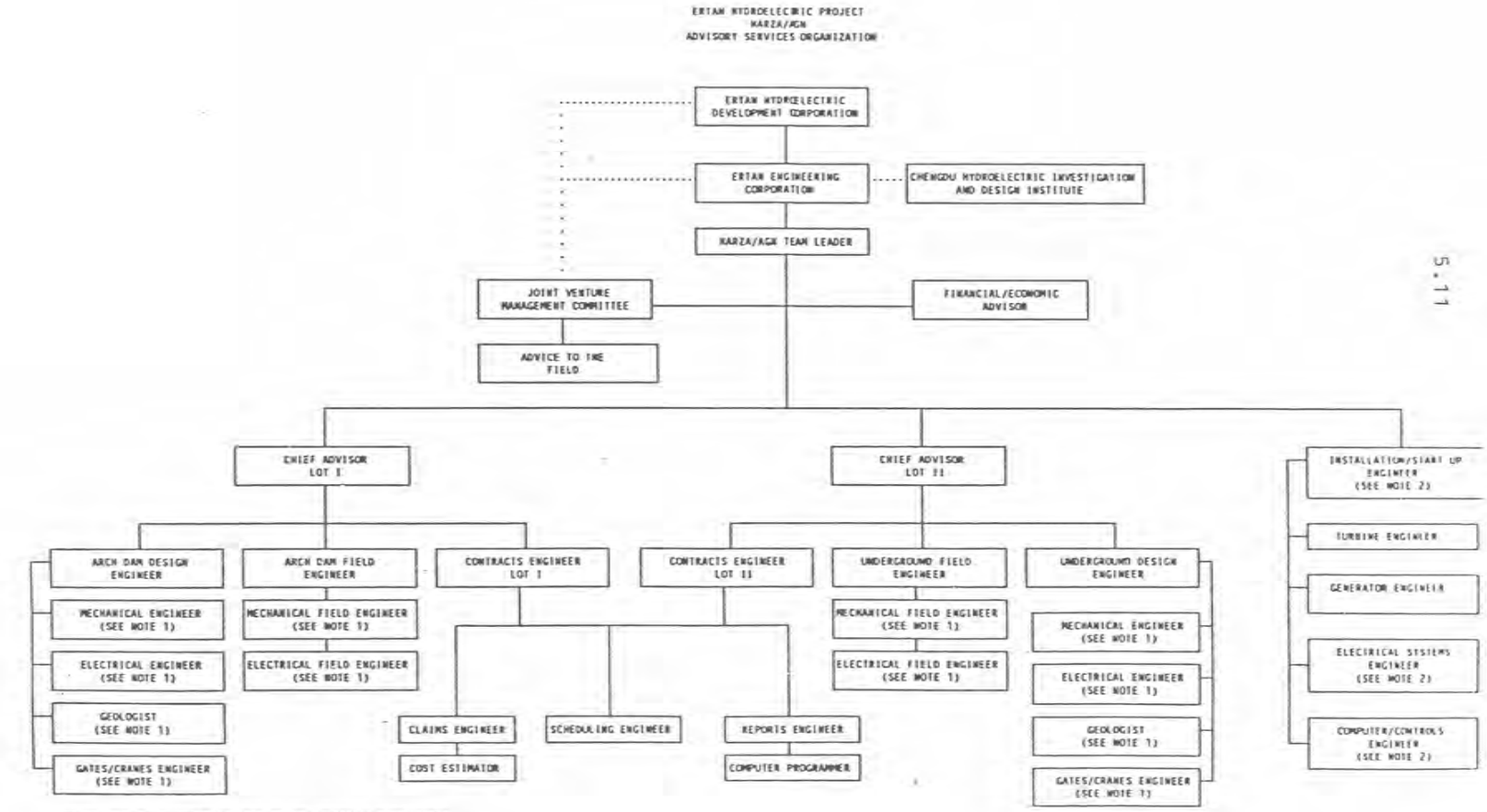
PLAN - DAM OF UNDERJORDS ARBEIDER.



1. Arch dam
2. Crest spillway
3. Arch dam
4. Crest spillway
5. Arch dam
6. Mid level outlets
7. Plunge pool
7. Plunge pool dam
8. Concrete protection
9. Crest spillway control house
10. Power intake
11. Powerhouse
12. Erection bay
13. Auxiliary powerhouse No.1
14. Auxiliary powerhouse No.2
15. Transformer Chamber
16. Surge chamber
17. Tailrace tunnel No.1
18. Tailrace tunnel No.2
19. Isolated phase bus tunnel
20. 500KV Cable sealing shaft
21. Vent tunnel
22. Access tunnel No.1 to powerhouse
23. Access tunnel to surge chamber
24. 500KV GIS
25. Tunnel spillway No.1
26. Tunnel spillway No.2
27. Log passing
28. Left bank diversion tunnel
29. Rigid back diversion tunnel
30. Access road to dam crest
31. Water treatment plant
32. Sewage treatment plant
33. Santan temporary bridge
34. Deep well pump house for plunge pool
35. Ventilation outlook house
36. Diesel generator house
37. Log passing control house
38. Log passing snake control house
39. Air inlake shaft house
40. Fire protection storage tank
41. Region of rock bolts and shotcrete
42. Access tunnel No.2 to powerhouse
43. Access tunnel to Relaxa channels

中华人民共和国 成都勘测设计院 CHENGDU HYDROELECTRIC INVESTIGATION AND DESIGN INSTITUTE MINISTRY OF ENERGY & MINISTRY OF WATER RESOURCES THE PEOPLES REPUBLIC OF CHINA			
核定 APPD		二滩工程 ERTAN PROJECT	总图 GENERAL
审查 EXMD			
校核 CHKD		枢纽总平面图 GENERAL PLAN	
设计 DSGN			
制图 DWN			
描图 TRCD		日期 DATE 1990.11.	图号 DWG.NO. ET-009H

5.10



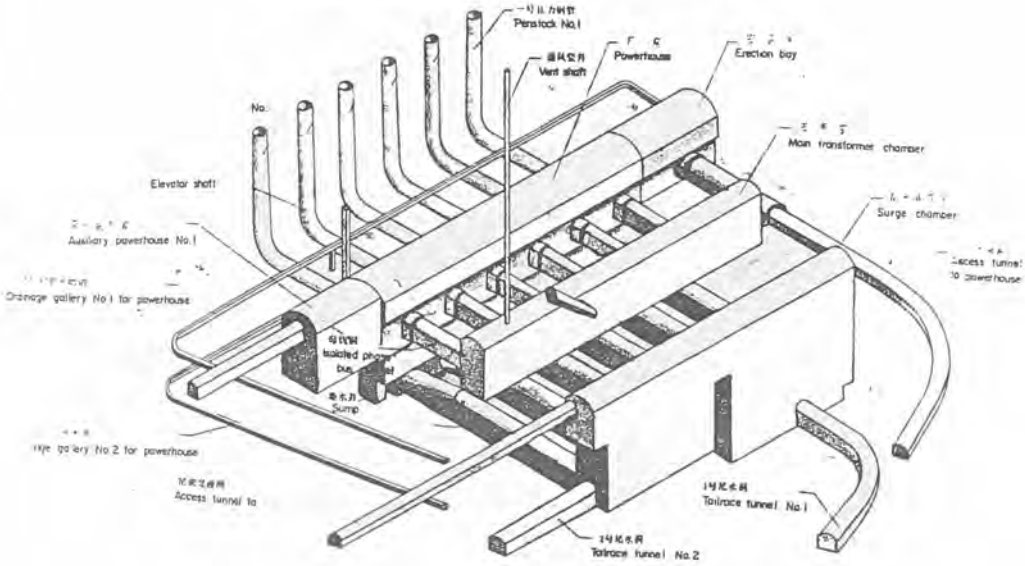
NOTES: (1) ONE ENGINEER IN EACH OF THE INDICATED DISCIPLINES WILL SERVE BOTH THE LOT I AND LOT II EFFORTS

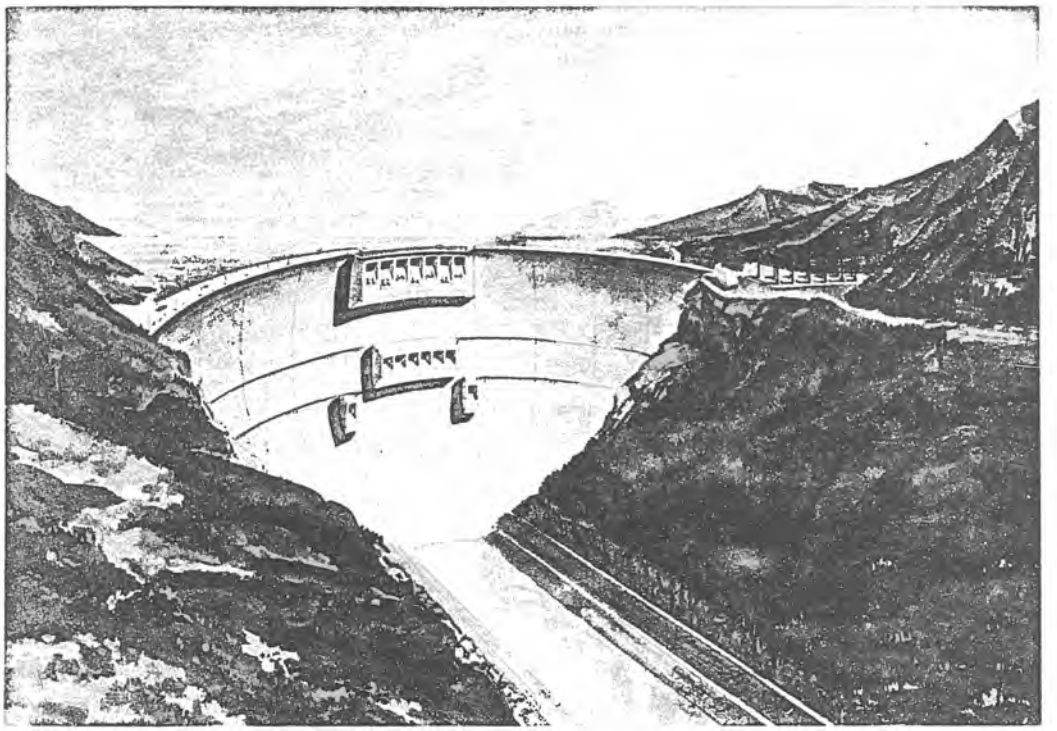
(2) FOR ALTERNATIVE 2 ONLY

FIGURE 5.1.1

二滩地下厂房布置示意图

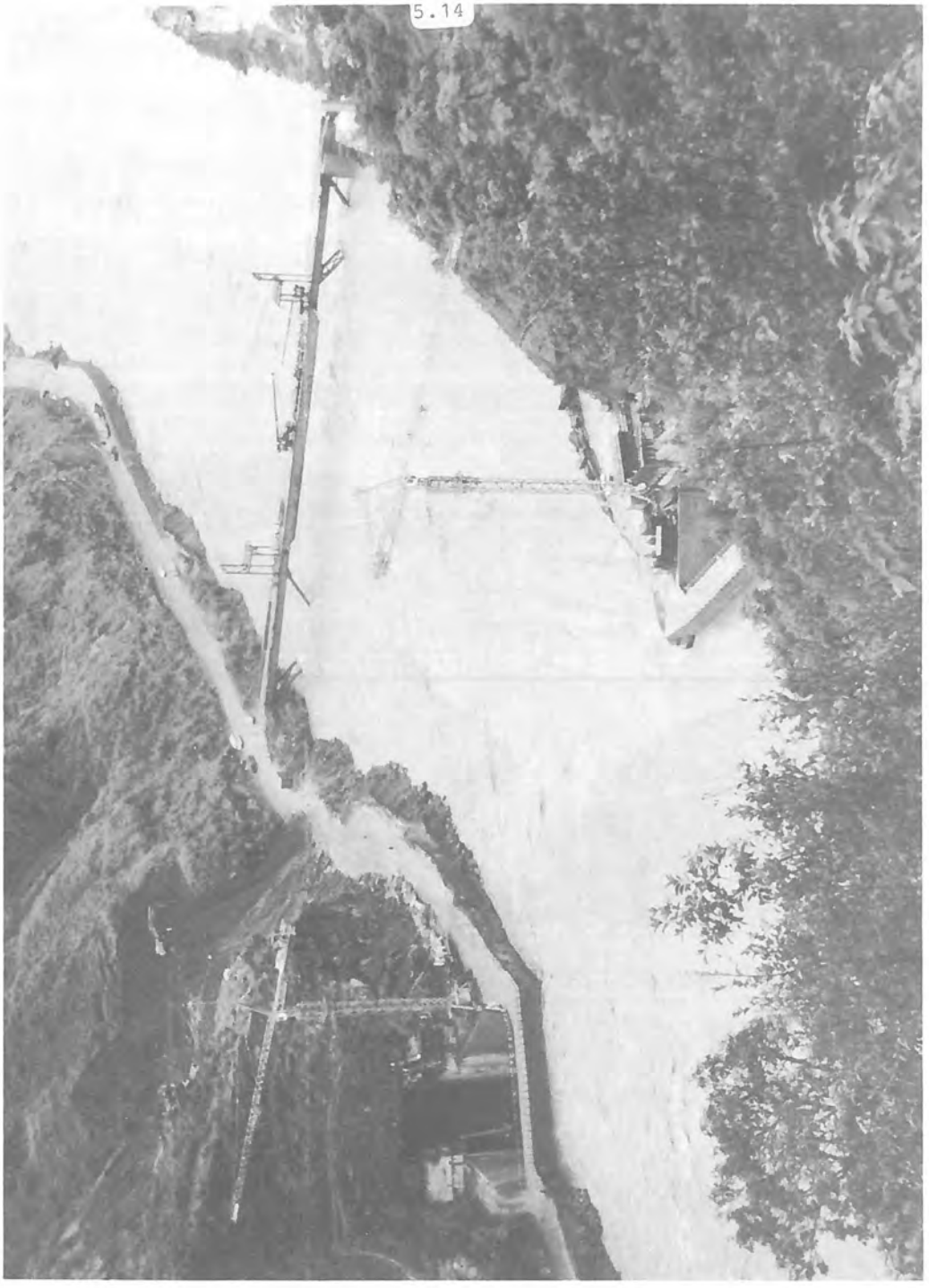
PERSPECTIVE PROJECTION OF UNDERGROUND POWERHOUSE COMPLEX





ERTAN PROJECT

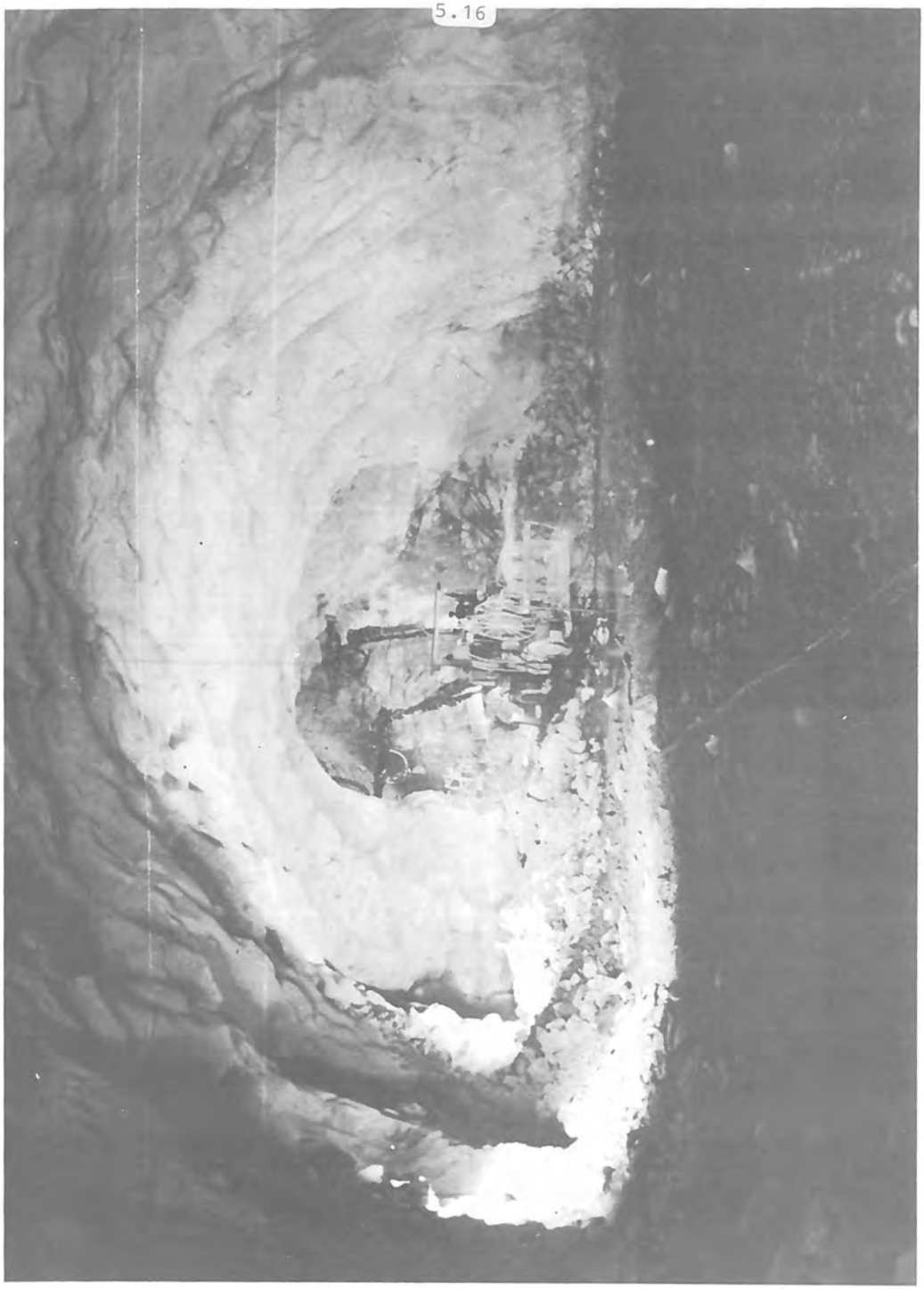
ARTIST'S VIEW OF THE DAM.



SGEJV LOT 2 - AUGUST 93

3. LEFT BANK AND RIGHT BANK INTAKES
COFFERDAMS AND LOT 1 COFFERDAM BRIDGE
FLOOD IN YALONG RIVER - 9000 M³/sec.

SGEJV LOT 2 - AUGUST 93
2. LEFT BANK DIVERSION TUNNEL.
ARCH REINFORCEMENT AND CONCRETE



SGEJV LOT 2 - AUGUST 93
11. TRANSFORMER CHAMBER, EXCAVATION OF ACCESS TUNNEL TO TOP HEADING OF SURGE CHAMBER

SGEJV LOT 2 - AUGUST 93
12. EXCAVATION OF CABLE SLOPING SHAFT

Left Bank:
A: GIS area at Road No. 8 level
B: Dam Keyway . Excav. for Abutment.
C: Access Tunnel to Elevator Shaft from Road No.8
D: Cement transport tunnel .
E: Aggregate and sand transport tunnels
F: LGA #4 G: Access to mucking shaft and LGA #2
H: Power Intake area
I: Cofferdam bridge

Sektorleder Gunnar Falch
Dir. for Arbeidstilsynet

LOVVERK OG FORSKRIFTER KNYTTET TIL UTSTYR OG DRIFT TIL FJELLANLEGG - DAGENS REGELVERK OG FORVENTET REGELVERK INNEN EØS

Manuskript ikke innlevert.

Sivilingeniør Johannes Hope
Statkraft Anlegg
Sekretær i NFF

INNTRYKK FRA NFFs EKSKURSJON TIL TAIWAN

Manuskript ikke innlevert.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

TROMSØYSUNDTUNNELEN
TROMSOY TUNNEL

Ing. Rune Martinussen
SELMER A.S

SAMMENDRAG

Selmer A.S bygger 2,3 av den 3,4 km lange Tromsøysundtunnelen som skal avlaste Tromsøbrua som ikke har kapasitet til å ta unna dagens trafikk.

Statens vegvesen Troms er byggherre for Tromsøysundtunnelen som er en del av hovedvei-utbygginga i Tromsø.

Den undersjøiske tunnelen består av 2 parallelle tunneler på 3,4 km med nødgjennomgang for hver 240 m. Hver tunnel får 2 kjørefelt og blir enveiskjørt.

Tunnelen drives konvensjonelt og med bakgrunn i geologisk rapport samt erfaring fra andre undersjøiske tunneler forventet vi ikke særlig problemer med tunneldriften.

Utfordringen lå for oss i å utnytte de to parallelle tunnelene og få til en mest mulig rasjonell vekseldrift.

SUMMARY

Selmer A.S builds 2,3 km of the 3,4 km long Tromsoy Tunnel which are to relieve the traffic on The Tromsoy Bridge which does not have sufficient capacity for the present demand.

The State Road Administration, Troms, is the client for the construction of the Tromsoy Tunnel, which is a part of the main road development programme in the Troms Region.

The sub-sea tunnel consists of two parallel tubes each 3,4 km long, connected by emergency cross-tunnels every 240 m. Each tube has two lanes with one-way traffic.

The tunnel is constructed through use of conventional drill and blast methods, and based on the geological report and experience from orher similar sub-sea tunnel-projects, there are not expected any serious problems for the driving of the tunnels.

The challenge was placed on the efficient use of the parallel tunnels for the best possible use of one drill rig, alternating between the two tunnel faces.

1. GENERELL ORIENTERING

Tromsøysundtunnelen inngår som en del av hovedvegutbygginga i Tromsø og skal avlaste Tromsøbrua som ikke har kapasitet til å ta unna dagens trafikk.

Hovedvegutbygginga har en kostnadsramme på 630 mill. (1991 kr.) Av dette bidrar lokalsamfunnet med 185 mill. kr. ved det såkalte "Tromsøbidraget" på 50 øre pr. liter drivstoff som selges i kommunen.

Statens vegvesen er byggherre og Tromsøysundtunnelen er kostnadsberegnet til 160 mill. kr.

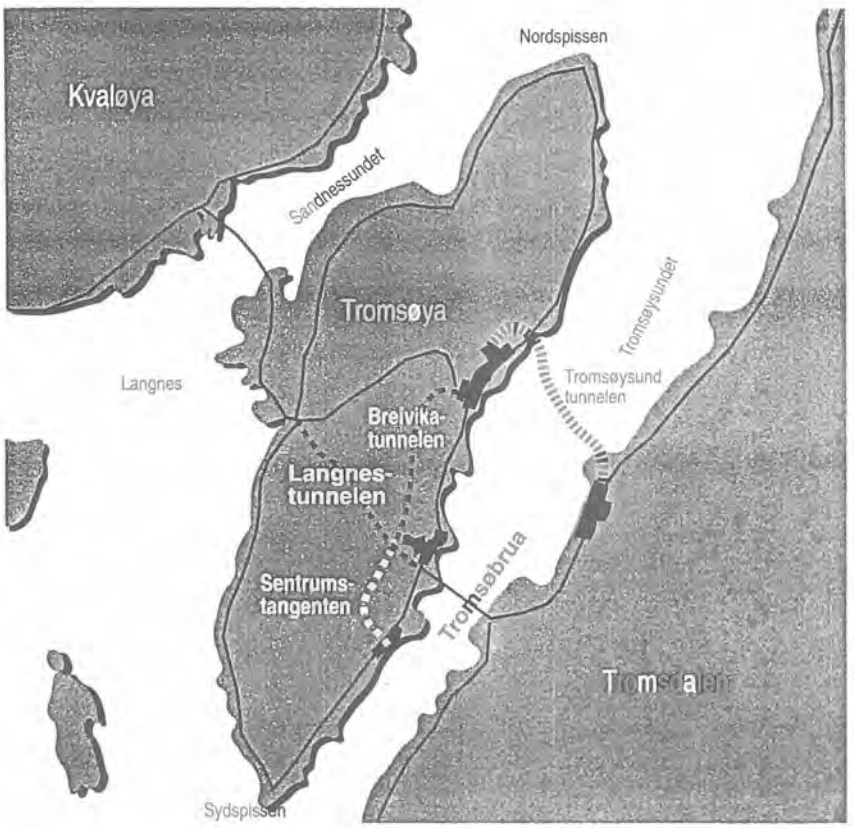


FIG. 1. OVERSIKTSTEGNING

Tunnelen blir 3,4 km lang og består av to parallelle tunneler på 57 m^2 som blir enveiskjørt. Hver av tunnelene får to kjørefelt og en maks stigning på 8 %. På det dypeste er tunnelen 101 m under havnivå med en fjelloverdekning på 45 m. Mellom tunnelene sprenges det nødgjennomganger/havarilommer for hver 240 m.

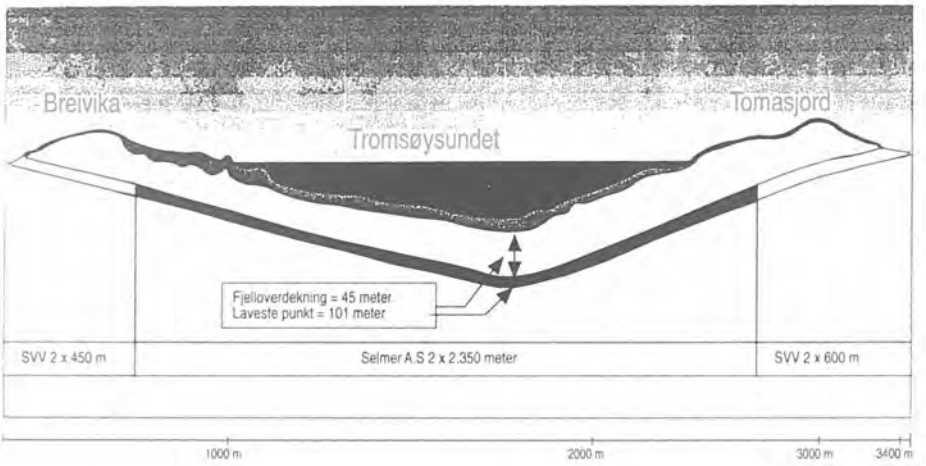


FIG. 2 LENGDESNITT

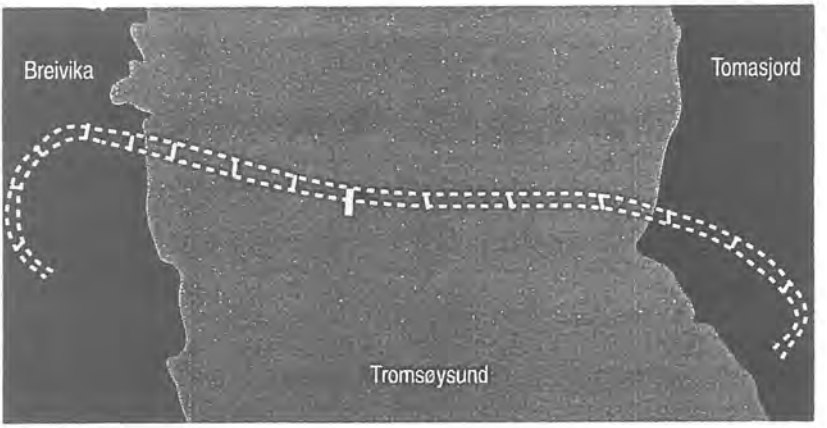


FIG. 3. OVERSIKT TUNNEL

2. KONTRAKT

Det noe uvanlige ved denne kontrakten var at Statens vegvesen Troms hadde bestemt seg for å drive en del av tunnelen i egenregi, henholdsvis 450 m fra Tromsøsiden, 600 m fra fastlandssiden, og sette resterende driving under Tromsøysundet bort på entreprise, kfr. fig. 2.

På Tromsøsiden går tunnelen rett under det nye regionsykehuset og denne delen ble sprengt ut før sykehuset ble åpnet.

Selmers kontrakt startet således 450 m inne fra Tromsøsiden og omfatter sprengning av 2 x 2.350 m tunnel mot Tomasjord. Kontraktsum 71 mill. kr. eks. mva. omfattet foruten sprengning/sikring også permanent sikring, rørlegging og innfylling av traubunn på byggherrens parsell.

3. GEOLOGI

Hovedbergarten består av middelskornet diorittisk gneis. Målinger basert på refraksjonsseismikk tydet også på fjell av stort sett god kvalitet der 90 % av profilene viste lydhastigheter mellom 5.000 og 5.850 m/sek. Kun 1,5 % av målingene var mellom 3.700 og 4.000 m/sek.

4. BYGGETID

Byggetiden var gitt med oppstart desember 91 og ferdigstillelse 1. september 93. Videre var det forutsatt at tunneldriving skulle være ferdig til 1. mai 93 slik at alle arbeider med vann/frostsikring og elektrotekniske arbeider skulle kunne starte for fullt fra denne dato. (Egne entrepriser). Dette betinget for vår del at en større del av tunnelen også måtte være ferdig med de kompletterende arbeider som permanent sikring, rørlegg og oppfylling av traubunn til 1. mai 93.

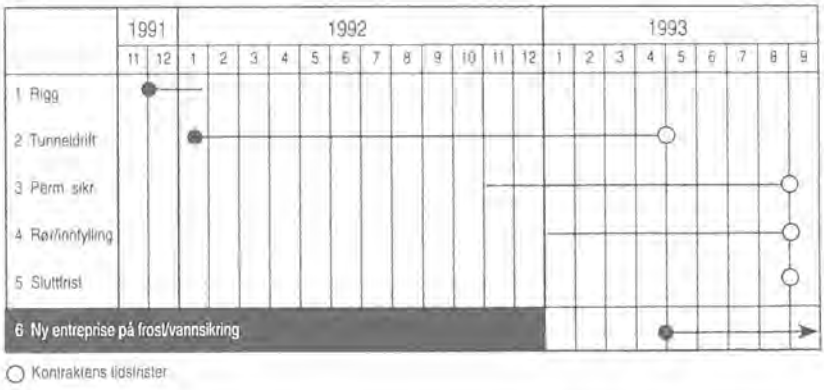


FIG. 4 FREMDRIFTPLAN

5. DRIFTSOPPLEGG

Med bakgrunn i geologisk rapport og erfaring fra andre undersjøiske tunneler forventet vi ikke særlige problemer med tunneldrivingen. Byggetid og tidsfrister tilsa at vi måtte ha en inndrift på ca 74 m/uke inkl. sikring.

Ut fra ovenfornevnte samt gitte forhold med to parallelle tunneler og tverrslag på 240 m lå utfordringen i å få til en effektiv vekseldrift.

Vi satset på vekseldrift med "1 sett" utstyr og mannskap som arbeidet vanlig 2+1 ordning, dvs. 100 t/uke.

Det meste av tunnelmassene skulle tippes v/Lagnes flyplass, dvs. 7 km kjøring på offentlig veg fra påhugg. (minimal plass til mellomlagring utenfor påhugg).

* Det ble valgt følgende hovedutstyr til drivingen:

  - 1 stk borrigg, 3 boms AC Boomer 185 m/cop 1440
  - 1 stk laster, Komatsu VA 500
  - 6-9 stk lastebiler m/semi eller boggihenger (6,6 tfm^3/lass på off. veg).
  - 2 stk hydr. injeksjonspumper m/bulkmater
  - 1 stk bakstuffbil m/arb.plattform
  - 2 stk GAL 14 vifter

* Tunneldrivingen ble utført av 3 lag med 2+1 ordning der hvert lag besto av:

  - 3 mann på stuff
  - 1 mann på bakstuff
  - 1 mann på verksted/elektriker

  Disse utførte også rensk, arbeidssikring, injeksjon og vedlikehold.

  - 1 mann på laster
  - 6 til 9 mann på utkjøring

* Borplan for 57 m^2 tilsa ca. 100 hull og det ble boret med 18'stenger og stiftkroner. Gjennomsnittlig inndrift var ca 4,8 m/salve. Gjennomsnittlig salvetid (riggtid, boring, lading) var ca 2,5 timer.

  Det ble utført systematisk sonderboring og større lekkasjer ble injisert. Sikringen ble utført med bolting og fiberarmert sprøytebetong. Det ble ikke utført utstøping.

* Det ble benyttet blåsende ventilasjon med 1 stk 140 duk og 1 stk GAL 14 vifte i hver tunnel. Ladden fulgte i hovedsak ut det løpet det var skutt i.

* Vi stilte krav til lastetid på max. 3 timer pr. salve (274 tfm^3). Transporten skulle pga. ladden over i motsatt løp av der det var skutt.

* Ved begge landsonene var det restriksjoner på sprengningen, og for vår kontrakt omfattet dette de første 2 x 500 m fra Breivika og de siste 2 x 200 m mot Tomasjord. Dette innebar at vi ikke fikk sprenge mellom $23^{\underline{00}}$ og $06^{\underline{00}}$, og maks rystelser var satt til 50 mm/sek for bygg fundamentert på fjell og 35 mm/sek for bygg fundamentert på løsmasser.

7. PRODUKSJON

Tabell 1. viser gjennomsnittlig ukeproduksjon av hovedmassene samt beste produksjon i en og samme uke. Fig. 5. viser ukeinndrifter.

	Gj.snittlig produksjon pr. uke	Beste ukeproduksjon
Sprengning	91,7 m 5.313 tfm^3	132 m 7.524 tfm^3
Bolter	305 stk	201 stk
Sprøytebetong	14 m^3	-
Sonder/kontroll boring	439 m	480 m
Injeksjon	4.348 kg	18.720 kg

TABELL 1. VISER OPPNÅDD PRODUKSJON

For å sammenligne sikring, lekkasjer og injeksjon med andre undersjøiske tunneler har jeg satt tallene fra Tromsøysund inn i grafer tidl. presantert av Melby/Øvstedal.
Det er vist i fig 6 til 9.

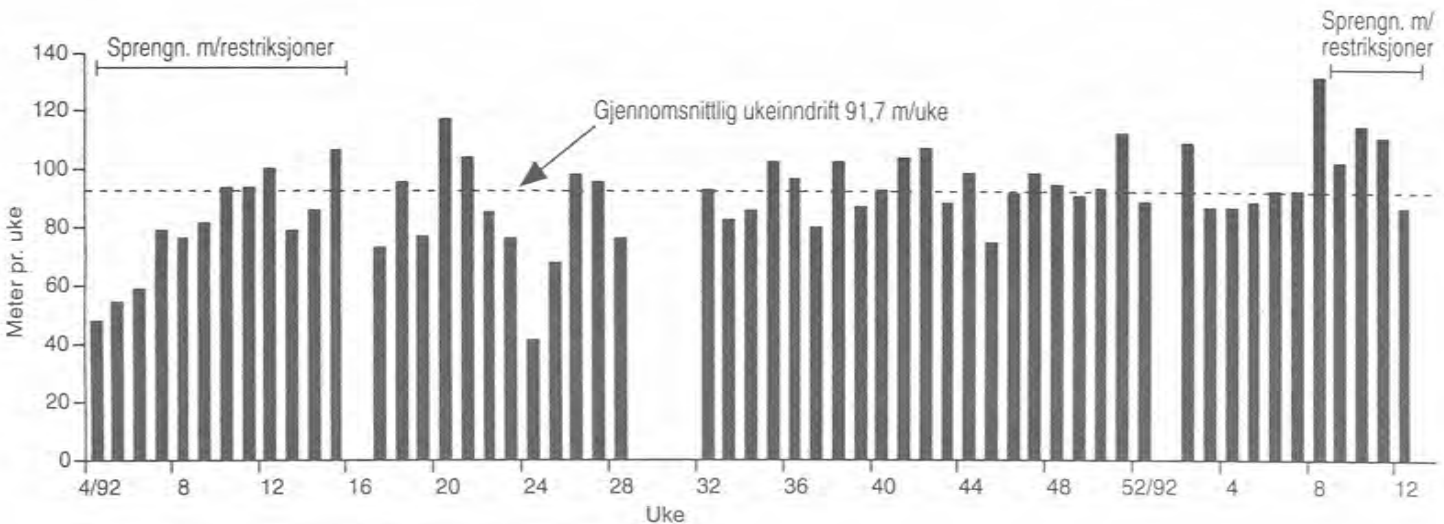


Fig. 5 Ukeinndrift, vekseldrift 57 m2 tunnel inkl. nødgjennomganger

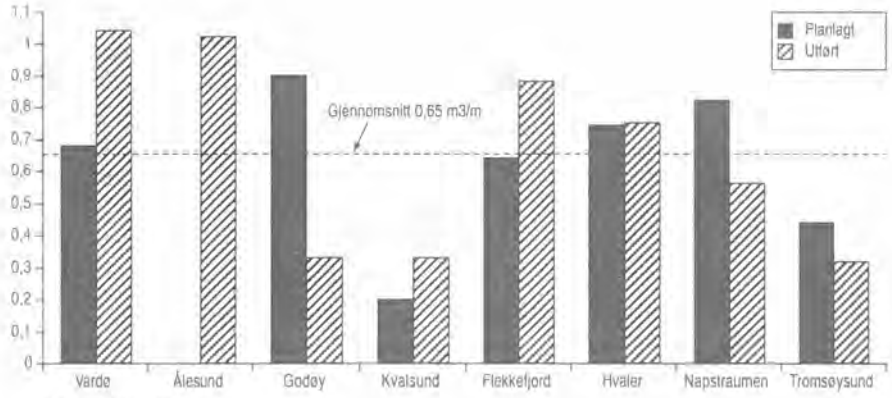


Fig. 6 Sprøytebetong
Totalt er det sprøytet 2.186 m2 fiberarmert sprøytebetong i Tromsøysundtunnelen dvs. 0,32 m3/m

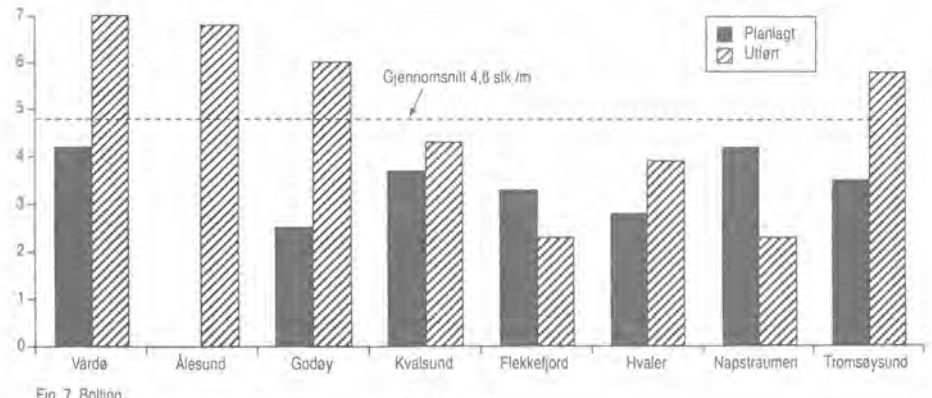


Fig. 7 Bolting
Totalt er det satt inn 39.332 bolter i Tromsøysundtunnelen, dvs. 5,78 stk /m.

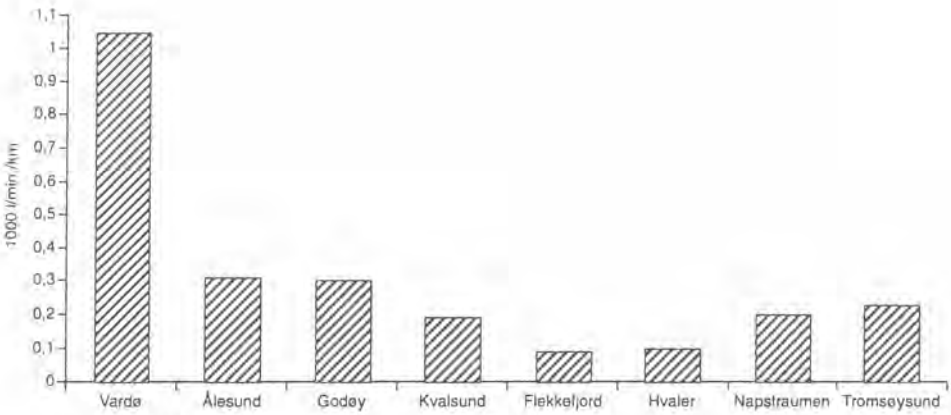


Fig. 8 Vannlekkasje
Målt vannlekkasje i Tromsøysundtunnelen er ca. 1.500 l/min. dvs. 0,23 l/min./m

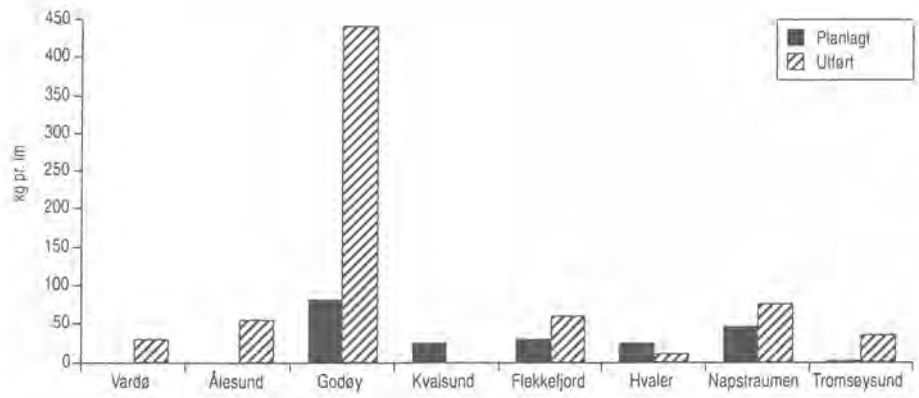


Fig. 9 Injeksjon
Totalt er det injisert 239.140 kg i Tromsøysundtunnelen, dvs. 35,2 kg/m.

7. KOMPLETTERENDE ARBEIDER

Med bakgrunn i fremdriftsplan og ferdigstillelse av en del av tunnelen for vann/frostsikring og elektrotekniske arbeider fom. 1. mai 93 måtte kompletterende arbeidene starte i desember 92 og pågå parallelt med tunneldriften.

Disse arbeidene omfattet:

* Permanent sikring
  - 6.800 lm sluttrensk
  - 1.200 m^3 sprøytebetong
  - 19.000 bolter

  Boltene ble hovedsaklig boret med dieselhydraulisk 1 boms Comando Tamrock og Åkermann H10 m/1 stk H70 boraggregat.

* Sålerensk, 5.600 m

* Innfylling av traubunn med tunnelstein, 6.800 m - 40.000 am^3

* Grøftegraving, 6.800 m

* Rørlegging, 25.000 m

* Kummer, 190 stk

Da disse arbeidene ble startet måtte den ene tunnelen stenges og ladden ble styrt over i den andre tunnelen. Alle kjøretøyer bak stuff, og de som måtte passere ladden ble utstyrt med friskluftsanlegg. Med så mye aktivitet i tunnelen samtidig, opptil 28 maskiner/40 mann, ble det til tider svært dårlig luft der. Gassmålingene viste at NO_2 fra dieselmaskinene var et minst like stort problem som de nitrøse gasser fra sprengningen. Dette er problemer som bør vies større oppmerksomhet i fremtiden.

Til slutt nevnes at vi hadde dobbelt gjennomslag 25. mars 93 ved at Selmer A.S og Statens vegvesen Troms fyrte av hver sin salve samtidig.

Anlegget ble overlevert 15. juli 93, 6 uker før opprinnelig ferdigstillelsesdato.
Tunnelen skal åpnes for trafikk høsten 94.

REFERANSER

- Innlegg fjellspregningskonferansen 1989 ved Karl Melby og Eirik Øvstedal.

FJELLSPRENGINGSKONFERANSEN 30 ÅR. TILBAKEBLIKK.

The Norwegian Rock Blasting Conference has turned thirty. A short retrospect.

Bergingeniør Anders M. Heltzen

Sammendrag

Den første egentlige fjellsprengningskonferansen ble holdt i Ingeniørenes Hus i november 1963 i regi av Kontor for fjellsprengningsteknikk og N I F. På denne konferansen ble det fattet vedtak om opprettelse av en N I F-tilsluttet forening for fjellsprengningsteknikk. Bransjen hilste tiltaket med glede og har senere sluttet helhjertet opp om Foreningen og de årlige konferansene. Det er en imponerende mengde faglig stoff som er presentert i løpet av disse årene. Frem til iår er det holdt 400 foredrag på selve fjellsprengningskonferansen. Innleggene på Bergmekanikk- og Geoteknikkdagene kommer i tillegg. Disse årlige sammenkomstene har utvilsomt bidratt til å høyne det faglige nivået innen bransjene og også vært en kjærkommen anledning til kontakt mellom anleggs- og bergfolk både fra inn- og utland.

Summary

The first conference on Rock Blasting Technique was arranged in Oslo in November 1963 in direction of the Norwegian Institute of Rock Blasting Technique and the Norwegian Association of Chartered Engineers. This conference resulted for one thing in the foundation of the Norwegian Society of Rock Blasting Technique.
The initiative was accepted by the branch in a positive manner.
A comprehensive professional material has been presentated during the 30 years passed by. The yearly conferences have contributed the improvement of the professional ability and also promoted the social contact between the partcipants from the many disiplins related to the rock blasting technique.

Fjellsprengningskonferansen og Foreningen er nært knyttet sammen. Et jubileumsforedrag må derfor omfatte dem begge. Det var jo også på den første fjellsprengningskonferansen i 1963 at Foreningen ble til. Det er med den største glede vi kan konstatere at jubilanten er en livskraftig organisasjon, høyt verdsatt av det faglige miljø den har sitt utspring fra. Takket være interessert innsats fra dyktige formenn, styre- og komitemedlemmer og også fra de som har stått for den løpende drift i faglig - og administrativt sekretariat, har Foreningen utviklet seg fra den forsiktige begynnelsen til den omspennende virksomheten den har idag.

Det er Fjellsprengningskonferansen som samler medlemmene og andre interesserte. Den er selve nerven i Foreningens virksomhet. Gjennom den blir vi delaktige i det som gjerne er verdt å nevne av nye erfaringer og metoder som hentes ut fra det praktiske liv. Kompendier på rekke og rad fra 1963 av og frem til idag huser en formidabel viten, en kilde til kunnskapservervelse for ung og eldre.

Ved 25-årsjubileet ga daværende formann, Kjell Brevik, en grei oversikt over Foreningens utvikling fra starten av. Han tok med det vesentligste, men siden vi nu skal se stiftelsen av Fjellsprengningskonferansen og Foreningen i en mer detaljert sammenheng, skal vi se litt nøyere på begivenhetenes gang.

I 1957 ble det i regi av N I F's kursavdeling ved Leif Medalen, Fjellsprengningsutvalget ved Ragnar Heggstad og Industrivernet ved Rolf K. Lie arrangert et 2-dagers kurs i fjellsprengningsteknikk. Året før hadde den svenske Bergsprängningskommitten startet sitt 2-dagers seminar som skulle bli en årlig foreteelse, der også et begrenset antall nordmenn og finner fikk delta. Bergingeniørenes Forening hadde alt i en årrekke avholdt sine to årlige møter der faglige foredrag, hovedsakelig fra norske bergverk, inngikk i programmet.

Det var en tydelig trend i tiden til å spre og skaffe seg ny viten. Våren 1963 henvendte Leif Medalen seg til meg som da var leder av Kontor for fjellsprengningsteknikk (fra 1975 Institutt for fjellsprengningsteknikk) med spørsmål om det ikke var på tide med et nytt kurs i fjellsprengningsteknikk. Å delta i et slikt arrangement lå så avgjort innenfor Kontorets interesseområde. Det ble utarbeidet et program som spente over et vidt felt fra yrkeshygiene til ingeniørgeologi.

Et fremmøte på rundt 300 personer, mange i ledende posisjoner, var et godt utgangspunkt da styreformannen i Kontor for fjellsprengningsteknikk, professor Anton Brandtzæg, la frem for forsamlingen et forslag om stiftelse av en N I F-tilsluttet forening for fjellsprengningsteknikk. Saken var på forhånd drøftet i styret der det ble enstemmig bifalt av de øvrige styremedlemmene Olav Strøno, Worm Lund og William Greve. Forsamlingen sluttet opp om forslaget, og det ble valgt et interimstyre med Ludvig Johan Bakkevig som formann og Ludvig Baumann, Finn R. Eriksen, Per T. Smith og Olav Strøno som styremedlemmer.

I utkastet til lover som ble utarbeidet av styret i K F F i samarbeide med generalsekretær Nagel i N I F, ble det fastsatt at K F F skulle være Foreningens faste sekretariat. Dette ble gjort for at K F F skulle få utvidet sin kontaktflate med bransjene. Det var vel da ikke så unaturlig at jeg alt fra begynnelsen av ble sekretær for Foreningen, et verv som jeg hadde i 26 år inntil Johannes Hope overtok i 1989.

Det var alt fra begynnelsen av en forutsetning at vi skulle ha en forening, som selv om den var tilsluttet N I F, skulle kunne ta opp som medlemmer personer med interesse og erfaring innenfor fjellsprengningsmiljøet uten at det ble stilt krav til noen høyere utdannelse. På denne måten mente en at den totale faglige innsikt og forståelse kunne styrkes.

Det ble åpnet både for personlig- og firmamedlemsskap. Årskontingenten ble satt henholdsvis til kr 15. og kr 500., en sats som stod ved lag frem til 1974 da den ble øket til henholdsvis kr 25. og kr 1000. I 1983 ble kontingenten hevet til kr 40. og kr 1250. Dagens kontingentsats på kr 100. og kr 1500.- har stått fast siden 1986. Ved siden av overskuddene fra fjellsprengningskonferansene er det firmakontingenten som har vært hovedinntektskilden for Foreningen. Firmaene har fått møte med en gratis representant på Høstarrangementene. Foreningen bygget seg ganske tidlig opp en relativt bra formue. N I F fikk dekket sine direkte utgifter til konferansene, og en forholdsvis beskjeden dekning fikk også Kontor for fjellsprengningsteknikk, men det er ikke til å underslå at det indirekte bidraget som K F F ga til Foreningens drift ved et omfattende sekretariatarbeide, var en vesentlig årsak til Foreningens gode økonomi.

En viss egenkapital måtte selvsagt Foreningen ha for å kunne dekke eventuelle underskudd fra fjellsprengningskonferanser eller til utgifter forbunnet med andre faglige arrangement. Ut over dette var det intet mål i seg selv å ligge inne med en stor og død egenkapital. I 1965 vedtok styret at det skulle kunne gis økonomisk bistand til medlemmer eller forsknings- og utdannelsesinstitusjoner for gjennomføring av prosjekter. Institutt for anleggsdrift har utvilsomt vært den største mottakeren av disse bidragene opp gjennom årene. Instituttet har i høyeste grad vist evne til å få publisert prosjektrapporter av stor betydning for bransjene. Fra 1965 og frem til og med 1992 er det ialt bevilget ca 1,4 mill. kr til prosjektarbeider. En forutsetning for å motta bidrag er at resultatene av arbeidene skal kunne legges frem på en fjellsprengningskonferanse.

Foreningens faglige interesseområde var identisk med de fagdisiplinene som Kontor for fjellsprengningsteknikk tok seg av. Dette ga seg utslag i programmene for konferansen. Foruten den egentlige fjellsprengningsteknikken brukt ved anlegg og bergverk. omfattet de yrkeshygiene, fjellsikring, ingeniørgeologi og bergmekanikk. Disse to sistnevnte fagfeltene fikk vind i seilene utover i 60-årene, og da spesielt bergmekanikken som et resultat av den østerrikske professor Leopold Müller og hans "Salzburger Kreis"' energiske innsats presentert gjennom de årlige bergmekanikkdagene i Salzburg. Her hjemme spilte professorene Rolf Selmer-Olsen og Arne Hofseth og direktør Lauritz Bjerrum sentrale roller for å legge grunnen for et hjemlig ingeniørgeologisk-bergmekanisk miljø. Utviklingen av bergmekanikken var også godt forankret til Portugals nasjonale laboratorium for ingeniørgeologi med dets driftige leder Manuel Rocha, formann for International Society for Roch Mechanics som ble stiftet midt i -60-årene. Gjennom samtaler med ham lyktes det oss å få lagt det første internasjonale symposium om store bergrom hit til Oslo i 1969.

Men det er i første rekke på det nasjoale plan at vårt store høstarrangement har vært basert. Helt fra første stund har en bevisst forsøkt å presentere hjemlige erfaringer og introduksjon av norsk berg- og anleggsutstyr. De innledende foredragene på den første konferansen dreide seg f eks om norskbygde rigger for tunge tunnelbormaskiner.

Det kan være interessant å se litt nærmere på det første programmet. Man får umiddelbart inntrykk av at man er inne i en periode med en rivende utvikling innenfor flere grener av vårt fagområde. Den samme følelsen sitter man igjen med også når vi ser tilbake på andre gamle programmer.

Foredragsholdere har vært hentet fra hele spekteret av fagfolk fra vårt interesseområde: den erfarne anleggs- eller bergingeniør, forskere, maskin- og utstyrsfabrikanter og leverandører, sprengstoffprodusenter, yrkeshygienikere, offentlige etater, tilsyn etc. Vi har fått presentert mange interessante foredrag fra våre svenske kolleger, fra Island og Færøyene. (Finner og dansker har holdt foredrag på bergmekanikk- og geoteknikkdagene.) I årenes løp har det heller ikke vært å unngå et eller annet engelsk- eller tyskspråklig innlegg. Det er med glede man kan konstatere den positive velviljen man blir møtt med fra de som ble forespurt og den åpenheten som har blitt lagt for dagen når erfaringer blir gjort offentlig tilgjengelige. Her har fjellsprengningskonferansene vært med på å bryte ned murer mellom bransjene og konkurrerende bedrifter.

Da styret for Kontor for fjellsprengningsteknikk i 1963 foreslo opprettelse av en forening under N I F, var hensikten å styrke Kontorets kontakt med bransjene. På sett og vis skulle Foreningen være Kontorets forlengede arm. Her ga det seg en glimrende anledning til å trekke bedriftene inn i et prosjektsamarbeide. Gjennom konferansene ville Kontoret få en ideell mulighet til å presentere sine forskningsresultater og det kanskje på en mer effektiv måte enn via særskilte publikasjoner. De erfaringene og det materialet som Kontoret lå inne med, bidrog også i stor grad til å utfylle de allsidige programmene, spesielt for de to første konferansene, 5 av 27 foredrag i -63 og 6 av 16 i -64. I -65 var K F F's andel nede i 1 av 24 foredrag. I perioden 1963 - 1970 kom som gjennomsnitt 15,8 % av foredragene fra K F F.

Etterhvert som interessen for ingeniørgeologi og bergmekanikk vokste, kom det frem et ønske om et særskilt forum for disse fagdisiplinene. Det ble dannet en egen gruppe som ble en ganske selvstendig gren av Foreningen. Gruppen fikk eget styre og en fast representant i Foreningens styre. Fra 1971 ble Konferansens annen dag til en ren bergmekanikkdag. Økonomisk ble det ikke gjort noen endringer. Det var vel et uttrykk for at Bergmekanikkgruppen ønsket å stå på egne ben at den det første året utga foredragene som en egen publikasjon, et brudd på tradisjonen inntil da, og heldigvis også med det som i ettertid ble kotymen. Det skal ikke underslåes at flere personer innenfor det geotekniske miljøet stilte spørsmålstegn til den nære koblingen mellom fjellsprengningsteknikk og ingeniørgeologi/ geoteknikk. Personlig tror jeg ikke at de to sistnevnte miljøene har tapt noe på den intime tilknytningen mellom Bergmekanikkgruppen og Foreningen. Slik forholdene har utviklet seg, har vi gjennom dannelsen av Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund i 1975 fått en utmerket samarbeidsform.

Siden vi er inne på ingeniørgeologi og bergmekanikk, skal det nevnes at emner fra disse fagområdene utgjorde 22,5 % av foredragene på konferansene frem til 1971. De fleste av foredragsholderne kom fra K F F.

Emner fra arbeidsmiljø og forskrifter var med fra første Konferanse av, 9 foredrag i perioden -63 - 70. Dr. Wülferts foredrag i 1963 om faremomenter ved kjøring av forbrenningsmotorer under dag var et alvorlig varsko. Det utløste tydeligvis en betydelig oppdimensjonering av ventilasjonsinstallasjonene og skapte en større sans for reduksjon av dieselavgasser enn hva tilfellet hadde vært tidligere. Bergingeniør Hans Ahlmanns foredrag i 1964 om dieselavgassrensing ved LKAB ga et godt supplement til Wülferts foredrag. Sikringsarbeider stod også sentralt i programmene. I perioden -63--70 utgjorde emner fra dette fagområdet hele 17 % av foredragene.

Innholdsfortegnelsen for 1963 - 1991 viser en betydelig faglig bredde. Fjellsprengningskonferansen og senere Høstarrangementene har gitt oss en glimrende anledning til fordypning i fagdisipliner vi ikke steller med til daglig ved siden av kunnskapstilegnelsene i vårt sentrale fagområde.

Siden forskningsmiljøene har spilt slik en sentral rolle i konferansesammenheng, er det verdt å ta et lite tilbakeblikk. Som tidligere nevnt, var konferansene og Foreningens drift nært knyttet til Kontor for fjellsprengningsteknikk. Mange av foredragsholderne kom fra dette instituttet.

I 1982 det ble det bestemt at Institutt for fjellsprengningsteknikk skull slåes sammen med Norges Geotekniske Institutt, en direkte følge av Thulinkomiteens innstilling om reduksjon av antallet forskningsinstitutter. I perioden 1982 - 1992 har bare 1,6 % av foredragene kommet fra det fusjonerte I F F. Dette viser etter min oppfatning at nedbyggongen av I F F har gitt et negativt utslag for den fjellsprengningstekniske forskning. Når det gjelder verdi og innhold av foredragene i denne siste perioden, kan en vel si at det ikke har funnet sted noen kvalitetsmessig forringelse, så for Konferansens innhold har nok instituttsammensmeltningen hatt liten betydning.

Utarbeidingen av programmet for Konferansen har vært en av Styrets viktigste funksjoner helt frem til at det ble nedsatt en egen programkomite i 1986. Det ble lagt ned adskillig flid for å få et faglig godt program og et teknisk presentabelt arrangement. Man la an på å finne foredragsholdere fra anleggs- og bergverksbedrifter med godt innblikk i faget. Rene teoretiske emner ble tatt med bare i liten utstrekning. Rene forskningsemner kom etterhvert mer i bakgrunnen. På tross av dette utgjorde foredrag fra I F F-ansatte i perioden 1971 - 1982 hele 14,8 %.

Fra 1963 og frem til fjorårets konferanse er det ialt holdt 500 foredrag på selve Fjellsprengningskonferansen. Det har ikke vært til å unngå at flere av foredragsholderne har vært gjengangere, men det er ikke noe ukjent fenomen heller ikke fra andre miljøer og bør ikke avskrekke uprøvde foredragsholdere til å gi seg ikast med oppgaven. Det er en velvillig og positiv forsamling som mottar budskapet.

Høstarrangementene har bragt oss nærmere sammen ikke bare på det faglige planet, men også sosialt. Treffe gamle venner og gjøre nye bekjentskaper er noe alle setter pris på. Foreningsmiddagen er blitt en tradisjon både i regien og i matveien. For å ta det siste først, vi startet med reinsdyrsteik og fortsatte med det frem til 1971. Så ble det saltkjøtt og flesk, og slik har det vært

frem til idag. De to sangene vi avsynger, er de samme som i 1963, og trompetakkompagnementet må minst ha 10-årsjubileum. Det er en ulik kulturdrakt på disse to kjære sangene våre. Wergeland nøyer seg med munter sang, mens Pelle Tordenbrak må ty til kvinner og sterke saker. Det er ikke til å komme bort fra at enkelte av våre deltakere har tatt litt for mye etter den godeste Pelle. Det holdt hardt for noen år tilbake med å få SAS-hotellet til å påta seg denne storfesten vår, men en noe mer restriktiv holdning overfor de firmaene som inviterte til sammenkomster på hotellrom, synes å ha hjulpet.
La det være et ønske at vi beholder moroa, men heller ikke taper stilen av syne.

Og så ser vi fremover mot nye Fjellsprengningskonferanser med beretninger om landevinninger og bragder fra fjellets og gruvenes menn, og også rapporter om nye teknikker og oppdagelser hentet fra industri- og forskningsmiljøene.

Fra Fjellsprengningskonferansen 1963.

Innfelt: Professor Anton Brandtzæg, bergingeniør Anders Heltzen og NIF's kursleder Leif Medalen.

1. Hydrauliske borrigger ved N.V.E.'s tunnelanlegg.
o.ing. Hans Bjaaland, N.V.E.

2. Rigger for tunge bormaskiner i store og mellomstore tunneltverrsnitt - i bruk og under utvikling.
siv.ing. Kjell Karlsen - Bergingeniør Herbert Bronder.

3. Jumbodrift ved Brokkeanlegget.
siv.ing. Tobias Haugeland, Betongbygg A/S, Kristiansand.

4. Drift med tungt tunnelytstyr ved Røldal-Suldal-anlegget.
siv.ing. Tron Jorstad, Ing. Thor Furuholmen .

5. Fra driften av Langvannstunnelen, Rana Kraftverk.
o.ing. Odd Johannessen, N.V.E.

6. Økonomiske sammenlikninger mellom tungt og lett borutstyr.
o.ing. Jarle Ravn, N.V.E.

7. Sammenlikning mellom stenderboring med grovhull og liggerboring med lett utstyr ved pallsprengning, Hunderfossen.
ing. Baard Hoel, Kontor for fjellsprengningsteknikk.

8. Modifisert stigematerrigg.
o.ing. Morten G. Johnsen, Astrup & Aubert A/S.

9. Driftsresultater med stigematerrigg ved Brokkeanlegget.
siv.ing. Tor Johansen, Ing. Thor Furuholmen A/S.

10 Litt om pallboring.
Berging. Brynjulf Raae, Rana Gruber.

11 Undervannssprengning ved Kykkelsrud.
siv.ing. Knut Tovshus. Ing. F. Selmer A/S

12 Faremomenter ved kjøring med forbrenningsmotor under dag.
Sjefskjemiker D. Wülfert, Yrkeshygienisk Institutt.

13. Driving av 20 m^2 stigort som "full face" med Alimakheis.
siv.ing. K. I. Simonsen, N.V.E.

14 Driving av 600 m lang enkeltstigort med Alimakheis.
siv.ing. Helge Hjort, Ing. F. Selmer A/S.

15 Erfaringer fra bruk av ammoniumnitrat-olje under jord.
Driftsleder Aage Østerstrøm, Dalen Portland Cementfabrikk.

17 Sprengning med ammoniumnitrat-olje under jord.
Berging. Leif Halvorsen, Fosdalens Bergverksselskap.

18 Litt om moderne sprengstoffer.
Lab.sjef Finn Raaum, Grubernes Sprængstoffabrikker A/S.

19 Sprengstoffinspeksjonens retningslinjer ved bruk av ammonium-olje-sprengstoffer.

20. Orientering om presplitt.
berging. Anders M. Heltzen, Kontor for fjellsprengningsteknikk.

21. Resultater fra presplitting ved NSB's anlegg i Lodalen.
siv.ing. Tor Frimann Barbo, Kontor for fjellsprengningsteknikk.

22. Presplitting av loddsjakt.
ing. Eskild Bentzen, Kontor for fjellsprengningsteknikk.

23. Erfaringer med presplitting i fjellskjæringer ved A/S Veidekkes anlegg på Riksvei 1 og innfartsvei til Moss.
siv.ing. Reidar Kr. Bjerkan, A/S Veidekke.

24. Borhullavvik.
Berging. Mehmed Babic, Kontor for fjellsprengningsteknikk.

25. Om svelleleire i norske fjellanlegg.
Professor Rolf Selmer-Olsen, N.T.H.

26. Om sprakefjell.
Professor Rolf Selmer-Olsen, N.T.H.

27. Analyse, plan og kontroll for veibygging.
siv.ing. Åmund Fjøsne, Norges Byggforskningsinstitutt.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

NORMIN - BRANSJEUTVIKLINGSPROGRAM FOR NORSK BERGINDUSTRI

Dr.ing. Per Helge Fredheim
Bergindustriens Landsforening

Bergindustrien i Norge.

En kort generell beskrivelse av bergindustrien vil gi et grunnlag for å forstå en del av de viktigste utfordringer bransjen står overfor i dag.

Bergindustrien sysselsetter ca. 5200 personer fordelt på 366 bedrifter (1991) over hele Norge. De fleste bedrifter er lokalisert i "utkant-Norge" og har derfor betydning for næringsvirksomhet og sysselsetning i en rekke lokalsamfunn.

Over 90% av bedriftene har under 20 ansatte, noe som viser bransjens fragmenterte struktur. Brutto produksjonsverdi er for tiden ca. kr. 4,3 milliarder.

I tillegg har man offentlig bergindustrirettet virksomhet (stat/kommuner/fylker - pukkverk etc.) som sysselsetter ca. 1500 personer, med en brutto produksjonsverdi som tilsvarer ca. kr. 1,5 milliarder.

Bergindustrien har hatt en nedgang i antall sysselsatte på 2000 personer det siste 10-året. Det har vært en reduksjon i antall sysselsate i tradisjonelle malmbergverk, mens det har vært vekst i sektorene pukk- og grus, industrimineraler og natursten. I samme periode er produksjonsverdien doblet.

Med et befolkningsgrunnlag på 4,1 millioner innbyggere har Norge et meget begrenset hjemmemarked.
Eksportandelen for kull-, malm- og naturstensvirksomheten er nesten 100%, ca. halvparten av mineralproduksjonen eksporteres, mens pukk/grusproduksjonen nyttes hovedsakelig til hjemmeforbruk.

En stor del av eksporten skjer i form av råvarer og halvfabrikata, samtidig som ca. 75% av de mineralske råvarer som norsk industri forbruker, blir importert.

Norge mangler en samordnet næringspolitikk. Tradisjonelt er næringslivet organisert i små, selvstendige selskaper med stor innbyrdes konkurranse. Offentlige forbrukere i hjemmemarkedet

ser statlig drift som et nødvendig element for å maksimere konkurransen. Man oppnår dermed å redusere bedriftenes inntjening til et uforsvarlig lavt nivå.

Likevel sier Stortinget at det har stor tro på næringslivets fremtid. Av St.meld. nr. 53 (1988-89), "Næringsmeldingen", fremgår bl.a.:

> "Bergindustrien utgjør en beskjeden del av landets totale sysselsetning. Den har imidlertid stor betydning i visse distrikter og spesielt for en del lokalsamfunn."

Det heter også videre:

> "Norge er rikt på naturressurser som kan utbygges. Vi har dermed et betydelig potensiale for videre utbygging av mineralnæring som kan danne grunnlag for økt næringsvirksomhet i utkant-Norge."

Bransjeutviklingsprogram.

Forskning og utvikling gjennom prosjekter er ikke noe nytt innen bergindustrien. Prosjektene har imidlertid i mindre grad vært preget av helhetstenking. Hvert prosjekt har stått på egne ben, og det har vært lite langsiktig planlegging. Den økonomiske effekten av forskningen har vært for lite fokusert.

Den viktigste statlige økonomiske bidragsyter til disse prosjektene har gjennomgående vært NTNF (etter 1.aug. -93 slått sammen med 4 andre råd til NFR (Norges forskningsråd)).

Tidlig 1991 tok NTNF et initiativ overfor Bergindustriens Landsforening og ba landsforeningen bidra til en koordinering av FoU-innsatsen innenfor bransjen. Ved å koordinere innsatsen i et strategisk rammeprogram, ville den økonomiske effekten kunne økes betraktelig. Det ble vurdert som grunnleggende at bransjen skulle være premissgiver for programmet.

Programmet skulle være 3-årig over perioden 1993-1995.

Første fase i dette arbeidet tok sikte på å utvikle og formulere en strategisk plan for bergindustrien, som basis for et FoU-program. En strategiplan for 1993-95 ble lagt frem i begynnelsen av 1992. I tillegg til å konkretisere målene for utviklingsarbeidet, besto strategiplanen av 2 hovedelementer: Strukturutvikling og bedriftsutvikling.

Strukturutvikling vil innebære en utvikling mot større og sterkere bedriftsenheter som er bedre i stand til å makte en mer langsiktig bedriftsstrategi. Dette kan skje gjennom fusjoner, men like gjerne gjennom allianser - nasjonalt eller internasjonalt.

Ut fra den vurdering at strukturutvikling er bedriftenes eget ansvar og anliggende , ble denne del holdt utenfor bransjeutviklingsprogrammet i denne fase, og det videre arbeid ble konsentrert om bedriftsutvikling. Man skal imidlertid være oppmerksom på at arbeidet og samarbeidet i bedriftsutviklingsdelen av programmet, gir "som bivirkning" kontakter og

nettverk som i seg selv er et element i å fremme ønsket strukturutvikling.

Hovedmålene for programmet:

- Øke verdiskapningen med 30% i eksisterende industri i programperioden.
- Øke markedsandelen med 15% i forhold til dagens situasjon (1992).
- Øke FoU-aktiviteten i bransjen med 50%.

I neste skritt tok man sikte på å utvikle idéer og generere prosjekter som kunne passe inn i den strategiske planen. I denne fase ble alle interesserte bedrifter invitert til å delta, og det ble opprettet 3 studieringer som hver for seg dekket bransjesektorene:

- Kull - malm - industrimineraler
- Natursten
- Pukk og grus

Hver studiering ble ledet av en prosjekt-koordinator som bidro til at planarbeidet ble satt i system, både innenfor studieringen og mellom ringene. Studieringene hadde også i oppgave å trekke inn de bransjerelaterte forskningsinstitusjoner i forbindelse med generering og formulering av prosjekter.

Det ble også gjennomført en større felles idédugnad i Trondheim våren 1992, hvor de fleste større bedrifter og forskningsinstitusjonene i bransjen var representert med sine nøkkelpersoner.

På grunnlag av det planarbeid som ble gjennomført, fremkom de viktigste områder for ønsket FOU:

- Utvikle, utteste og ta i bruk de nye metoder og teknikker innen objekt-rettet prospektering for å oppnå bedre kvalitetsutnyttelse og pris fra en forekomst.

- Utvikle nye malm- og mineralprodukter for å heve produktverdien.

- Produktivitet.

- Utvikle nye konsepter for storskala underjordsdrift.

- Videreutvikle sprengningsteknikker (brudd og blokk).

- Utvikle og utteste ny separasjonsteknologi for mineraler.

- Utvikle, utteste og ta i bruk et komplett moduloppbygget IT-system.

Det ble også påpekt behov for å sette i gang nye konsepter for kompetanseutvikling og videre dokumentasjon og planleggingsverktøy innenfor Helse - Miljø - Sikkerhet (HMS).

I siste halvdel av november -92 var det kommet inn omkring 35 prosjektsøknader som utgjorde en ramme på ca. kr. 46 mill. for 1993 og tilsammen ca. kr. 111 mill. for hele 3-årsperioden 1993-95. Dette avspeiler den store positive respons og interesse for programmet i bransjen. Imidlertid oversteg disse rammer langt de realistiske muligheter man hadde for finansiering gjennom den forutsatte finansieringsplan.

Finansiering.

I forbindelse med initieringen av programmet, ble det forutsatt inntil 40% offentlig finansiering gjennom NTNF/NFR, SND (Statens nærings- og distriktsutviklingsfond) og evt. andre, som direkte bidrag. Industriens egenandel på min. 60% av finansieringen, bidras i form av prosjektrelatert egeninnsats i bedriftene og/eller som rene pengebidrag.

Finansieringsplanen for bransjeutviklingsprogrammet fikk følgende rammer:

Kilde (mill.kr.)	1993	1994	1995	Sum
NTNF/NFR	5,5	6,4	7,0	18,9
SND	4,0	4,0	4,0	12,0
Indusri (egenandel bedr.)	14,5	15,4	16,5	46,4
SUM	24,0	25,8	27,5	77,3

En tilpasning av prosjektsøknadene til finansieringsplanen gjorde det nødvendig med en streng prioritering av prosjektforslagene.
Generelt valgte man å ikke redusere rammene for de enkelte prosjekt på en slik måte at prosjekt-kvaliteten ble forringet (motto: Bedre med færre og gode prosjekter enn mange og dårlige). Man valgte i stedet å tilpasse antallet prosjekter innenfor finansieringsplanen.

NORMTN (= BRANSJEUTVIKLINGSPROGRAM FOR NORSK BERGINDUSTRI).

Med grunnlag i strategiplanen ble det ved prioriteringen også lagt vekt på følgende ved prosjektene:
- Prosjektet må være lønnsomt for bedriftene/bransjen
- Rask resultatoppnåelse/gevinst
- Bransjebredde (deltakelse fra flere bedrifter, FoU-institusjoner, leverandører og/eller andre som kan bidra til å utvikle bransjen)
- Deltakerbedriftenes premisser legges til grunn
- Åpne prosjekter som kan utnyttes av bransjen
- Minimum 60% egenfinansiering/egeninnsats

Konklusjon: Programmet skal gi bransjen et løft!

Ut fra prioriterte prosjektsøknader og økonomiske rammer, ble

det besluttet å sette i gang 15 prosjekter fra januar 1993. Dette inkluderer også administrasjon av programmet, som er valgt kjørt som et prosjekt.
De 15 prosjekter fyller tilnærmet opp programmets budsjettramme for 1993. Budsjettrammene for 1994 og 1995 er ennå ikke fullt utnyttet da enkelte prosjekter har kortere varighet enn 3 år. Ledige budsjettrammer vil bli fyllt opp på grunnlag av ny søknadsrunde for prosjekter høsten -93.

Følgende prosjekter ble satt i gang januar -93:

NTNF-nr.	Prosjekttittel
BRU 30291	-Administrasjon av Bransjeutviklingsprogram
BRU 30292	-Finmaling og klassering
BRU 27162	-Optisk automatisk sortering av mineraler
BRU 30293	-IT- Hovedprosjekt
BRU 30294	-IT- Vedlikehold
BRU 30295	-Kvalitet av pukk- og grusindustriens produkter
BRU 26742	-Teknologiringen- Natursten
BRU 30297	-Utvikling av skalkekiler
BRU 30298	-HMS i Bergindustrien
BRU 27153	-Nye flotasjonsmetoder (kolonne)
BRU 30299	-Storskala underjordsdrift
BRU 30300	-Sprengbarhet
BRU 30301	-Økt anvendelse av knust 0 - 4 mm som tilslag i betong
BRU 30302	-Skipningsfuktighet
BRU 30399	-Partikkelkarakterisering

Etter 3/4 år ut i programmet, er prosjektene kommet godt i gang med det praktiske prosjektarbeidet. Prosjekter med mange deltakerbedrifter, viste seg å ha større startproblemer enn de øvrige, men viser nå positiv utvikling.

Det er planlagt 6 dr.ing.-studier knyttet til programmet. Disse studier, som hver har sitt spesialområde, er også ment å knytte sammen/utnytte visse områder fra flere prosjekter, hvor dette er aktuelt.

I tillegg har programmet fått overført 2 dr.grad-stipend (NTNF-stipend) under gjennomføring, hvor kandidatene vil promovere i løpet av 1993.

Prosjekt "Finmaling og klassering" er påsøkt for deltakelse som delprosjekt i EF-programmet Brite-Euram. Mottatte signaler tyder på at mulighetene for å bli akseptert som deltaker med prosjektet er store.

Organisering.

På grunnlag av NTNF/NFR's rolle ved initiering og finansiering av NORMIN, er programmet formelt et NFR-program underlagt NFR's administrative spilleregler.

NFR har oppnevnt et programstyre på 6 personer. Av praktiske grunner er det de samme personer som utgjør styret i Bergindustriens Landsforening (BIL). Dette medfører også god representativitet fra alle grupperinger i bransjen.

Dr.ing. Per Helge Fredheim, BIL, er engasjert som programleder, på kontrakt mellom NFR og BIL. En av programlederens hovedoppgaver er, som en del av saksbehandleroppgaven for programstyret, å følge opp at prosjektene utvikler seg i henhold til avtalte forutsetninger.

For hvert prosjekt i programmet inngås formell kontrakt mellom NFR/programstyre og en kontraktspartner (bransjebedrift eller godkjent representant for en gruppe bedrifter) om gjennomføring av prosjektet. Kontraktspartneren er formelt ansvarlig for prosjektet.

Hvert prosjekt har en styringsgruppe som består av representanter fra deltakerbedriftene og evt. andre bedrifter som har interesse i prosjektet.

Erfaringer hittil.

De generelle erfaringer så langt i programmet kan sammenfattes i følgende punkter:

- Bransjen har brukt store ressurser på etableringen.
- Responsen fra bedrifter og FoU-institusjoner har vært meget positiv.
- Arbeidet med programmet har skapt store forventninger.
- Man har oppnådd inngrep og deltakelse fra drøyt 10% av bransjebedriftene (alle de toneangivende). Deltakerbedriftene svarer for ca. 75% av sysselsettingen i bransjen.Det ligger en formidabel oppgave i å "drenere" kunnskap og FoU-resultater ut i alle deler av bransjen.
- Prosessen i forbindelse med planlegging og etablering av programmet, samt det videre prosjektarbeid, har utviklet en ny type nettverksamarbeid mellom bedrifter, grupper og personer i og rundt bransjen.
  I dette ligger en "løft-effekt" av stor nytteverdi.

Konklusjon:

Vi er på vei, men fortsatt er det for få bedrifter som gir bedriftsutvikling tilstrekkelig vekt.
Videre er det viktig for de bedrifter som skal lykkes med å

dra nytte av bransjeutviklingsprogrammet, at de har visjoner, vilje og evne til oppfølging - i egen bedrift, og dermed til bransjens beste.

Adm.dir. Jonn-Borger Magnussen
Aker Singel & Grus a.s

BRYTNING AV PUKKMATERIALE I NORGE. EKSPORTPOTENSIALE

Manuskript ikke innlevert.

BRYTING AV NATURSTEIN

Professor Kai Nielsen
Institutt for geologi og bergteknikk
Universitetet i Trondheim

SAMMENDRAG

Norsk natursteinsproduksjon er eksportrettet og råvareorientert. Det eksporteres for 500 mill. kr/år, hovedsakelig råblokk. Steinbruddene drives stort sett av små selvstendige bedrifter. Den bearbeidingsindustrien som finnes, produserer nesten utelukkende for hjemmemarkedet.

Primærbryting både i skifer og blokkstein skjer ved uttak av store råemner som så deles opp for transport og videre bearbeiding. Kvalitetskravene er strenge, så all stein med feil f.eks. sprekker eller stikk, må fjernes under oppdelingen til mindre blokk. Bryting av naturstein byr på spesielle utfordringer når det gjelder skånsom sprengning for å minimalisere sprengningsskadene. Saging med diamantwire er derfor et interessant alternativ i mange brudd da denne fører til bedre produktutbytte og mindre skrot.

Det gis en almen beskrivelse av produksjonsopplegget ved uttak av naturstein med sprengning og saging, samt en del spesifikke data når det gjelder bryting av de viktigste norske steintypene: larvikitt, granitt, skifer og marmor.

SUMMARY

The Norwegian natural stone industry is mainly exporting blocks for further treatment in other countries. The export value is 500 mill. NOK annually. The industry is dominated by small and independent producers. There is also a small group of industries which supplies the home market with finished products, mainly grave monuments.

The primary excavation in Norwegian quarries is done by drilling and blasting, but diamond wire sawing is being more and more used. This reduces the damage and loss of valuable material caused by primary blasting.

The paper describes the general methods used for primary excavation and presents some specific production data from Norwegian quarries which mine larvikite, granite, schist and marble.

1 INNLEDNING

Norsk natursteinsindustri er ingen stor bransje. Vi har i dag omtrent 70 steinbrudd i drift, og de fleste drives av små, selvstendige bedrifter.

Bortsett fra skiferprodukter, har vi Norge liten tradisjon på bruk av naturstein til bygningsformål, og dette gjør at hjemmemarkedet er lite. Industrien er derfor sterkt eksportrettet. Tyngdepunktet ligger på eksport av råvarer, i hovedsak blokkstein som går til bearbeidingsbedrifter i Sør-Europa.

Eksportverdien av råblokk er ca. 500 mill. kr/år. Lys og mørk larvikitt står for 80% av verdien, mens Fauske-marmor er en annen viktig steinsort. Både larvikitt og Fauske-marmor er unike typer på markedet, og dette gjør at de to steinsortene kan oppnå høye priser.

I tillegg til bruddbedriftene, har vi en bearbeidingsindustri som hovedsakelig produserer for hjemmemarkedet. Når det gjelder bearbeiding, har det grodd frem et betydelig miljø på Eide, hvor det finnes 16 bedrifter. Disse omsetter for ca. 100 mill. kr/år og dekker 60 % av innenlandsmarkedet for natursteinsprodukter. Produksjonen fordeler seg med 80% på monumenter (les: gravstein) og 20% til bygningsformål.

Det blir ofte hevdet, særlig fra folk som kanskje ikke kjenner steinindustrien, at vi burde satse på videre bearbeiding av vår egen stein for å øke verdiskapningen i bransjen. Det har også vært gjort flere forsøk på å starte flisfabrikker i Larvik, på Flisa og i Fosdalen, men uten at disse lyktes. Fabrikkene på Flisa og i Fosdalen ble sammen med et annet anlegg i Skjerstad som aldri kom ordentlig i gang, startet med betydelig offentlig støtte.

Årsakene til de feilslåtte forsøkene er mange og svært sammensatte. Det er imidlertid helt klart at det er svært tungt å starte opp en bearbeidingsbedrift som er basert nesten 100% på eksport. Denne skal gå til markeder hvor man må konkurrere med italienske og spanske spesialprodusenter med solid basis i et stort hjemmemarked.

En interessegruppe med SIVA i spissen prøver i dag å få etablert regningssvarende drift i Fosdalen, og det ser i øyeblikket ut til at dette arbeidet utvikler seg positivt, men det er ennå et stykke igjen.

2 PRODUKTER OG MARKEDER

Naturstein blir i hovedsak brukt til forskjellige bygningsformål hvor den største andelen utgjøres av fasadeplater til utvendig kledning og flis til gulv og innvendige vegger. Det brukes også mye stein til utendørs anlegg som hellelegging, gatestein og kantstein. Dessuten går det en del stein til forskjellige innredningsdetaljer som trapper, inngangspartier, benkeplater osv. Monumentindustrien står internasjonalt sett for ca. 20% av natursteinsbruken.

Interessen for bruk av naturstein er voksende i de internasjonale markeder. Den økende bruken av naturstein er kanskje først og fremst knyttet til estetiske hensyn og prestisje,

men naturstein blir også stadig mer verdsatt som et naturlig byggemateriale. Riktig bruk av naturstein viser seg også å være interessant i en totaløkonomisk sammenheng sett i forbindelse med FDV av bygninger med høy bruksbelastning.

Veksten i markedene for natursteinsprodukter skjer innen harde steintyper, som alle sammen kalles granitter innen bransjen. Disse er mer motstandsdyktige mot slitasje og miljøpåkjenninger enn marmortypene.

Sør-Europa med Italia og etter hvert også Spania, er tyngdepunktet for den internasjonale produksjon og handel med naturstein. Disse landene har en betydelig egenproduksjon, men kjøper også råvarer fra hele verden for bearbeiding til ferdigprodukter som så igjen eksporteres til kunder hovedsakelig i Europa, Nord-Amerika og Fjerne Østen.

De største råvare-eksportørene er Brasil, Sør-Afrika, India og Kina som blir stadig større, mens de største importlandene av ferdigprodukter er Japan, Tyskland og USA.

Verdensmarkedet for natursteinsprodukter er anslått til 250 milliarder kr/år, så Norges eksport på 500 mill. kr/år blir svært liten i denne sammenheng. Til sammenlikning kan nevnes at vi eksporterer Jarlsbergost for ca. 600 mill. kr/år.

De betalingsdyktige, internasjonale markedene for natursteinsprodukter stiller meget høye estetiske og tekniske kvalitetskrav. Produktene skal være feilfrie, dvs. uten uønskete fargenyanser, uten selv de minste sprekkdannelser, og uten årer eller renner av f.eks. kvarts, feltspat eller andre mineraler.

Disse kvalitetskravene fører til at blokkprodusentene må levere feilfrie råemner, slik at man ikke kaster bort penger på frakt og bearbeiding av blokker som viser seg å inneholde feil av en eller annen type.

Likeledes stiller kundene krav til størrelsen på blokkene. Større og mere effektive bearbeidingsmaskiner krever også større blokker for å kunne utnyttes mest mulig rasjonelt. Dette gir seg også utslag i prisen. En råblokk med et volum på 3 m^3 (2,5 x 1,2 x 1,0 m) kan oppnå en pris pr. m^3 som er 3 ganger høyere enn en blokk på 1 m^3.

Kravene til feilfri kvalitet og store blokker, gjør at skrotandelen blir svært høy i de fleste blokksteinsbrudd. Det er ikke uvanlig med skrotandeler på 50-60%, mens i larvikittene kan skrotandelen gå helt opp i 85-95%. Dette betyr at man må ta ut i gjennomsnitt 100 m^3 fast fjell for å få 10 m^3 ferdig råblokk for salg.

Også i skiferbrudd er det vanlig med skrotandeler på 50-60 % i primærbrytingen. I tillegg kommer så et svinn i forbindelse med spalting og bearbeiding som ligger rundt 50% eller enda høyere.

Skrotstein fra bryting og eventuell bearbeiding begynner å bli et alvorlig problem ikke minst miljømessig i de fleste industrialiserte land. Skrotdeponering krever også arealer som det kan være dyrt å legge beslag på i stedet for at de kan brukes til andre formål.

Natursteinsbransjen er spesiell fordi bruken av naturstein styres av estetiske hensyn og ikke minst moteretninger. Dette gjør at bransjen har blitt karakterisert som en mellomting mellom bergindustri og motebutikk.

3 STEINBRUDDSDRIFT

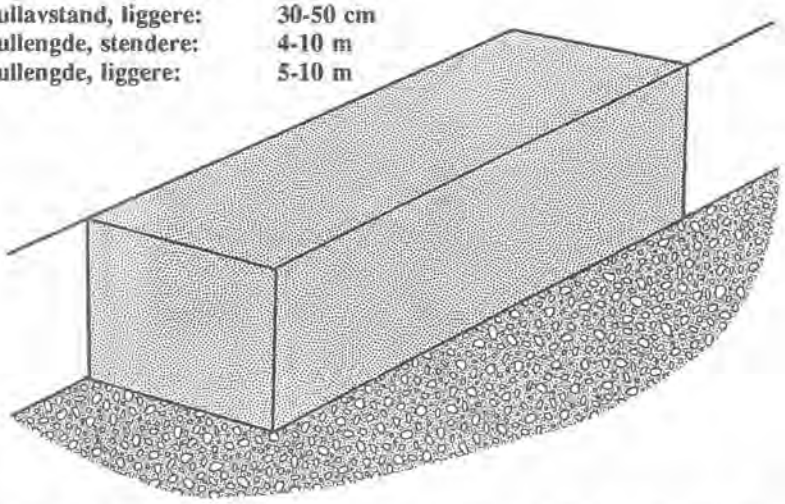
Alle steinforekomster har en rekke naturgitte egenskaper som medfører både fordeler og ulemper for den som skal drive en forekomst.

Primærbrytingen både i skifer- og blokksteinsbrudd starter med uttak av store rå-emner. Disse deles så videre opp til man får emner som kan håndteres og transporteres, og slik at man etter hvert fjerner stein som ikke er egnet for bearbeiding p.g.a. feil.

Arbeidsgangen i et typisk blokksteinsbrudd er illustrert på figurene 1 - 4. I et slikt brudd vil primærblokkene være fra noen hundre m^3 til noen tusen m^3. I et av larvikittbrudden har man skutt ut en storblokk eller en såkalt kubbe, på 15.000 m^3 i ett tilfelle.

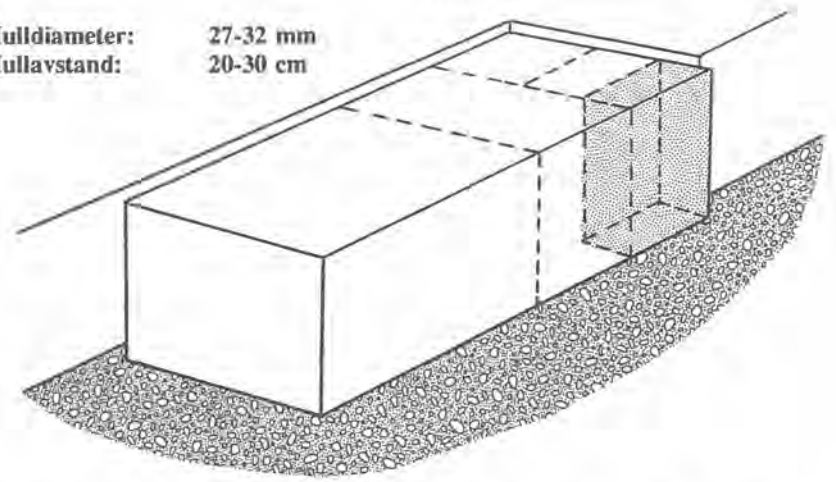
På figurene 1 - 4 er det vist primæruttak ved hjelp av boring og sprengning, og dette er fortsatt den mest brukte metoden verden over, også i Norge.

Blokkstørrelse:	**300-5000 m^3**
Hulldiameter:	**27-52 mm**
Hullavstand, stendere:	**25-50 cm**
Hullavstand, liggere:	**30-50 cm**
Hullengde, stendere:	**4-10 m**
Hullengde, liggere:	**5-10 m**



Stendere og liggere skytes samtidig slik at blokken løftes frem 30-40 cm.

Fig. 1. Primæruttak av storblokk eller storkubbe. Boringen utgjør 5-10% av all nødvendig boring.



Storblokken dels opp til mindre blokker på 15-30 tonn som så veltes frem og bearbeides videre. for den første grovdelingen brukes enten kiling eller sprengning. For den videre oppdelingen brukes kiling i korte eller lange hull, avhengig av bergets egenskaper.

Fig. 2. Grovoppdeling av storkubbe. Boringen utgjør 15-35% av all nødvendig boring.

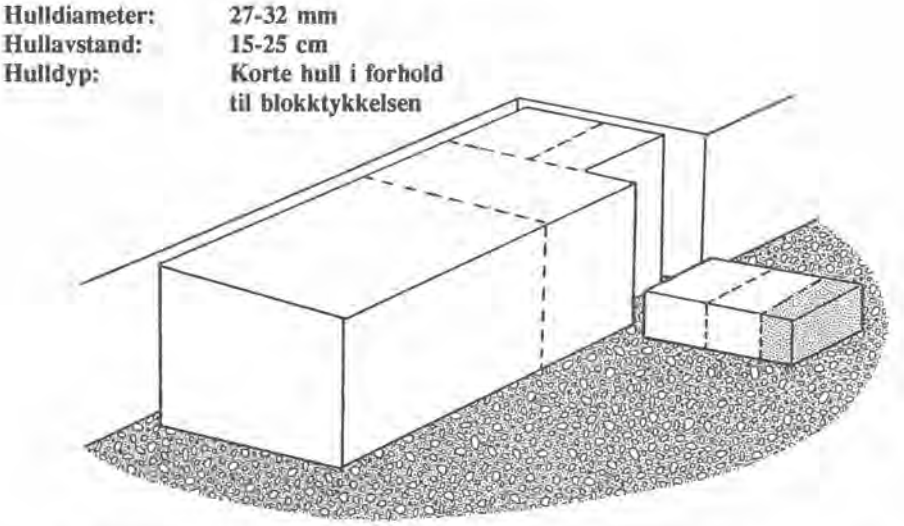


Fig. 3. Oppdeling av grove blokker til emner for transport og videre bearbeiding. Boringen utgjør 5-7% av all nødvendig boring. Oppdeling med kiling.

Hulldiameter: **22-27 mm**
Hullavstand: **10-15 cm**
Hulldyp: **Korte hull, eller gjennomboring langs hele flaten.**

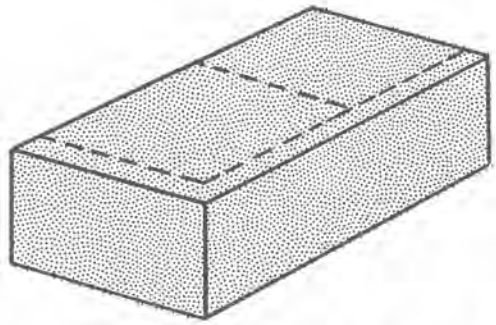


Fig. 4. Trimming og forming av ferdig blokk for salg. Det er viktig at blokken har parallelle sider og vinkelrette hjørner. Boringen utgjør opp til 50% av all nødvendig boring. Oppdeling og trimming med kiler i borhull.

Mange steintyper har strukturer o.l. som er forskjellig i ulike retninger. Derfor vil man under bearbeidingen sage opp blokkene til plater langs en (eller av og til to) bestemt(e) retning(er). På denne måten kan man få frem overflater med et attraktivt mønster. Det er derfor viktig at blokkene deles opp og formes slik at den største sideflaten blir parallell med ønsket sageretning. Dette gir best betaling pr. volumenhet.

Saging med diamantwire er en ny metode som etter hvert har utviklet seg til å bli svært interessant også i hardere bergarter som bl.a. granitter og skifer. Metoden baserer seg på bruk av en tynn stålwire hvor det er påsatt små skjære-segmenter med innbyrdes avstand 2-3 cm. Disse segmentene er rørformet og tres utenpå wiren med avstandsstykker imellom. Avstandsstykkene kan være stålfjærer, metallringer eller påstøpt plast. Segmentene har en overflate som er utstyrt med industridiamanter. Det brukes nesten utelukkende kunstige diamanter, da disse har bedre og jevnere kvalitet enn naturlige.

Figur 5 viser prinsippet for diamantwiresaging. Det bores to hull, en ligger med diameter 100-125 mm, og en 40-50 mm stender slik at disse møtes i bakkant. Deretter tres wiren igjennom og skjøtes med en enkel friksjonsklemme f.eks. et stykke kopperrør som klemmes sammen om endene av wiren. Wireløkken drives via et drivhjul på sagemaskinen mens denne samtidig trekker seg bakover på en skinnegang slik at wiren strammes mot fjellet og skjærer seg igjennom dette. Hver gang maskinen har trukket seg helt ut på skinnene, kjøres den frem til nytt tak, mens wiren kuttes til passende lengde og skjøtes igjen. Det brukes alltid vann til kjøling av wiren og for å holde sagsnittet rent for sagstøv. Hastigheten på wiren vil vanligvis ligge på 25-40 m/sek, og man bruker høyest hastighet i løsere bergarter.

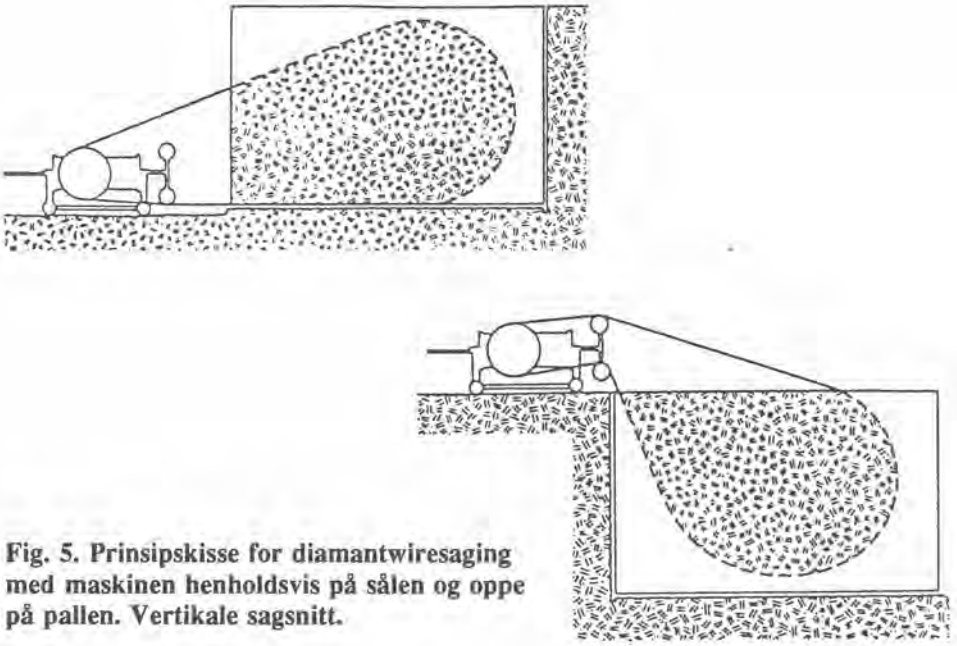


Fig. 5. Prinsipskisse for diamantwiresaging med maskinen henholdsvis på sålen og oppe på pallen. Vertikale sagsnitt.

Drivhjulet på maskinen kan stilles i alle vinkler fra vertikalt til horisontalt, avhengig av hvilken retning man ønsker på sagsnittet. Dermed kan et sagsnitt ofte legges parallelt med sageretningen man vil bruke under den senere bearbeidingen.

Den store fordelen med saging, er selvsagt at man helt unngår sprengningsskader. Selv med den mest skånsomme sprengningen, vil det kunne oppstå skyteriss i en sone på 20-45 cm rundt sprengborhullene. Denne sonen er ubrukbar og må fjernes under den videre oppdelingen.

Selv om saging er dyrere pr. m^2 snittflate enn sprengning, viser det seg at dette ofte oppveies ved besparelser i form av større produktutbytte og mindre skrot.

En sagwire koster i dag 17-1800 kr/m og man oppnår levetider på 6-10 m^2 saget flate pr. meter wire i larvikitt, og opp til 22 m^2/m i Fauske-marmor. Sagehastigheten er 2-5 m^2/time i larviktt, mens man oppnår vel 7 m^2/time i marmor.

Tidligere ble det også brukt såkalt jet-brenning for uttak av kvartsholdige bergarter. Denne metoden bruker en brennerlanse med trykkluft og dieselolje. Flammen er 40-50 cm lang og kan holde opptil 2400°C, og har en hastighet 4-5 ganger større enn lydens. Det utvikles en energi på rundt 400 kW, og lydnivået er over 120 dB(A).

Flammen rettes mot steinen og gir en meget intens og lokal oppvarming som fører til at mineralkornene utvider seg og sprenges fra hverandre. Brenneren er montert på rør, og

man kan på denne måten brenne en sliss ned til et dyp på 4-6 meter. Slissen får en bredde på ca. 10 cm. En slik brenner har en slissekapasitet på 1-1,5 m^2/time, med et forbruk av 60 liter diesel/time og et trykkluftforbruk (7 kg/cm^2) på 9-10 m^3/min.

Metoden virker teknisk sett godt, men medfører meget store ulemper med støv og støy. Jet-brenning blir derfor ikke brukt i Norge i dag.

3.1 BRYTING AV LARVIKITT

Det finnes en rekke varianter av larvikitt, men man kan i hovedsak skille mellom to typer: lys og mørk. Disse markedsføres under navn som henholdsvis Blue Pearl og Emerald Pearl. Den spesielle labradoriseringseffekten som særtegner larvikittene og gjør dem til en helt eksklusiv norsk bergart, er knyttet til lameller i feltspatkrystallene og orienteringen av disse. Denne orienteringen blir derfor av helt avgjørende betydning ved uttak og bearbeiding av råblokk.

Larvikittene har ingen spesielle kløvegenskaper slik det er beskrevet for granitter i det følgende avsnittet. Produksjonen av larvikittblokker krever derfor svært mye boring før man endelig har fått formet til en blokk som er klar for salg.

Larvikitten krever at blokkene sømbores på alle sider med 10-15 cm hullavstand over hele sidekantens høyde. Det er anslått at det kreves ca. 100 m boring pr. m^3 ferdig blokk fra primærbrytingen til endelig trimming.

Storkubbene har ofte en høyde og dybde på 10 meter, mens lengden på kubben bestemmes ut fra slepper, slag og andre feil som f.eks. pegmatitt- eller diabasganger.

Praksis i de forskjellige bruddene varierer noe, slik at hulldiameteren er 32-52 mm, og hullavstanden for både stendere og liggere er 30-50 cm. Det må bores hull langs hele den flaten som skal sprenges.

Stenderne og liggerne bores ikke helt ned/inn til de møtes, men avsluttes slik at det står igjen ca. 0,5 meter. På denne måten unngår man knusing langs den nederste kanten på kubben.

Hullene skytes som oftest med 17 mm hvite eller/og blå rør med en 10 grams detonerende lunte langs hele hullet. Dette gjøres for å sikre at rørene går av langs hele hullets lengde, men dette kan føre til skyteskader der hvor lunta ligger godt inn til hullveggen.

Det brukes også svartkrutt i enkelte tilfeller.

Oppdeling av storkubben skjer ved såkalt stekking. Her bores en rad med hull, en såkalt post, midt i blokken med hullavstand 10-15 cm. Hullene bores ned til ca. 2/3 dybde, og antall hull bestemmes ut fra blokkens bredde. Det bore like mange hull som kubben har lengde i stekkeretningen (i meter). Hullene lades med svartkrutt og fordemmes. Kruttmengden bestemmes ut fra erfaring.

For den videre oppdelingen brukes sømboring og kiling. Hulldiameteren er 27 mm og hullavstanden er også her 10-15 cm.

3.2 BRYTING AV GRANITT

Granitter, f.eks. Iddefjordsgranitt, har ofte utviklet en viss spaltbarhet, eller såkalt kløv, i bestemte retninger. Denne spaltbarheten er gjerne utviklet etter to hovedplan som ofte står nær vinkelrett på hverandre. Kløvegenskapene skyldes blandt annet forhold under størkningen av granittene, men kan også ha andre årsaker som f.eks. trykkavlasting under landhevningen etter istiden. Kløvretningene er ofte orientert nær horisontalt og vertikalt, den såkalte liggkløven og ståkløven. Liggkløven er vanligvis bedre enn ståkløven, og finkornete granitter har bedre kløv enn mer grovkornete varianter.

Vinkelrett på ligg- og ståkløven, den såkalte bustretningen, er kløvegenskapene dårlig utviklet.

I Iddefjordsgranitten utnyttes kløvegenskapene sammen med naturlige ståslepper til uttak av storblokk eller storkubbe. Denne løsnes da bare ved å skyte liggere.

Pallhøyden kan være 2-6 meter, og 3 stk. 32 mm liggere bores inn nøyaktig langs liggkløven. Dybden på hullene er ca. 2/3 av dybden på kubben inn til en ståsleppe i bakkant. Hullavstanden er 15-20 cm. Hullene lades med svartkrutt, fordemmes godt, og skytes med momenttennere.

Den første oppdelingen av storkubben til blokker, skjer også ved boring og skyting med svartkrutt. Deretter brukes kiler i korte hull.

På grunn av sine gode kløvegenskaper, vil en granitt kreve mye mindre boring under oppdelingen enn seige bergarter som f.eks. larvikitt og gabbro.

I enkelte granittyper brukes 10-40 grams detonerende lunte langs hele hullet i stedet for svartkrutt. I noen tilfeller fylles også hullene med vann for å få best mulig sprengningseffekt ut av lunta, men dette føre uvegerlig til større sprengningsskader.

3.3 BRYTING AV SKIFER

Vi produserer både kvartsittskifer og fylittskifer i Norge. Kvartsittskiferen fra f.eks. Alta og Oppdal er hardere enn den mykere fylittskiferen fra Otta.

På Otta brukes i dag wiresaging i stor utstrekning om sommeren. Denne kombineres med skyting. I kvartsittskifer er boring og skyting fremdeles den mest brukte metoden.

Primærbrytingen gjøres også ved uttak av store råblokker, selv om disse alltid er mye mindre enn i bruddene som produserer blokkstein. Skiferblokkene deles deretter opp, blandt annet ved å utnytte spaltbarheten til å lage tynnere flak som så kan sendes til spalting og videre bearbeiding.

Ved sprengning bores hullene vinkelrett på skiferens lagdeling, og dette fører uvegerlig til sprengningsskader da sprenggassene vil trenge inn langs spalteplanene og misfarge skiferlagene. Dessuten kan det ofte oppstå radielle sprengningriss fra hullveggen og innover i skiferen. Dette gir en god del skrot.

Hullene bores med diameter 32-52 mm med dyp 2-4m. Hullavstanden er 1-2 m i Oppdal ved bruk av svartkrutt, mens man bruker 0,7 m hullavstand i Alta. På Otta er hullavstanden 0,3-0,4 m, og hullene skytes med 17 mm blå-rør. Erfaringene viser at rørladning er mer skånsom med fylittskiferen enn minérkrutt.

Erfaringene fra wiresaging på Otta, viser at man får redusert skrotandelen fra primærbrytingen, samtidig som man også får høyere utbytte under spaltingen. Dette skyldes at sagsnittene som står vinkelrett på skifrigheten, gjør det letter å vurdere og sortere ut dårlig skifer i bruddet, og det blir lettere å se de gode spalteplanene under bearbeidingen.

Wiresaging er også under utprøving i Alta.

3.4 BRYTING AV MARMOR

Området rundt Fauske er vår viktigste marmorprovins i geologisk forstand, men det finnes også andre interessante forekomster bl.a. i Bindalen. Fauske-marmor finnes i flere varianter, men den viktigste og best kjente er den røde og hvite typen som markedsføres under navnet Norwegian Rose.

Marmorforekomsten i Løvgavlen består av en 6-8 m benk med fall ca. 28° nedover langs en liside. Forekomsten har liten overdekning. Den er også lite oppsprukket, slik at skrotandelen ved produksjon av blokkstein blir lav.

Forekomsten brytes ved bruk av wiresaging i to snitt: Et lite vertikalsnitt med dybde 1,5-2 m på tvers av strøket, og et langt snitt langs strøket. Dette snittet står skrått og er vinkelrett på fallretningen. Man sager dermed en blokk med en største sidekant som heller utover, og med en høyde som tilsvarer den drivverdige benken.

Bunnen skytes med rør og detonerende lunte, slik at blokken velter frem. Deretter deles blokken videre opp og trimmes med vanlig sømboring og kiling.

4 KILDER

De Beers Industrial Diamonds Division:"Diamonds in industry - Stone." Info-brosjyre H5000/8/91.

Kjølle, Idunn:"Primæruttak av naturstein." Hovedoppgave. Institutt for gruvedrift, Norges tekniske høgskole. Trondheim 1988.

Stenindustriens Landssammenslutning, Stenkontoret:"STENHÅNDBOKEN." Stavern 1983.

Tamrock:"Modern Stone Quarrying." Produktbrosjyre. Tampere, Finland.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

SPRENGNINGSARBEIDENE VED HEKNI KRAFTVERK

Anleggsleder Eivind Opedal
Eeg-Henriksen Anlegg a.s

SAMMENDRAG

Eeg-Henriksen Anlegg a.s utfører for Aust-Agder Kraftverk bygningstekniske arbeider vedrørende Hekni kraftverk. Aust-Agder Kraftverk opptrer på vegne av Vestfold kraftselskap og Aust-Agder Kraftverk som er eiere av Hekni kraftverk.

Prosjektet er rent anleggsteknisk konvensjonelt planlagt og drevet. Det spesielle ved Hekni kraftverk er den lave fallhøyden på 38,5 m. Dette betinger en 115 m^2 vanntunnel på totalt 5400 m tilløpstunnel og 675 m avløpstunnel.

Det store tverrsnittet i vannveien har ført til spesielle arbeidsprosedyrer for å unngå ukontrollert nedfall av blokk.

SUMMARY

Eeg-Henriksen anlegg a.s performs for Aust-Agder Kraftverk the construction work at Hekni Hydropower plant. Aust-Agder Kraftverk represents on behalf of Vestfold kraftselskap and Aust-Agder kraftverk as the client of Hekni Hydropower plant.

The layout and execution can best be described as conventional. The special with this project is the low difference in elevation between the inlet and the outlet with 38,5 m. This demands a 5400 m long headrace tunnel wich allowes 115 m^3/m of water to flow into two 30 MW turbines, housed in a serie of caverns, adits and tunnels known as the powerhouse complex. The consumed water flows 675 m trough a tailrace tunnel with cross-section 115 m^2.

Falling blocks from the ceiling in the water tunnel have been a problem, and demanded special courses of proceedings for avoiding non controlled falling blocks.

BESKRIVELSE AV PROSJEKTET MED NØKKELTALL

Kraftverket utnytter fallene i Otra, mellom utløpet av Brokke kraftverk ved Rysstad og Byglandsfjord. Den utbyggbare delen av dette er et fall på 38,5 m over en strekning på 11 km mellom Straume bro og Langeid.

Inntaket i Otra er lagt til Tjurrmo hvor det skal bygges en dam. Denne blir 120 m lang og 10 m høy, og blir utstyrt med 2 stk. segmentluker, b x h = 16 x 6 m, samt et 70 m langt fast overløp.

Det skal bygges en bro over dammen åpen for alminnelig ferdsel.

Vannveien består av en 6,1 km lang tunnel med et tverrsnitt på 115 m^2. Tilløpsdelen av denne tunnelen drives fra et tverrslag ved Røysland og fra kraftstasjonsområdet, avløpsdelen drives bare fra kraftstasjonsområdet.

Kraftstasjonen blir lagt i fjell, 700 m ovenfor utløpet i Otra ved Langeid. Stasjonen får to Kaplan turbiner dimensjonert for en slukeevne på 2 x 85 m^3/s. Hver generator har en ytelse på 30 MVA.

Adkomsttunnelen er 130 m. Hovedtransformatorene, kontrollrom og diverse hjelpefunksjoner blir plassert i bygg i dagen.

Engasjerte rådgivere på prosjektet er Berdal Strømme a.s innen bygge- og anleggsteknikk, og Ark. MNAL Egil Sorteberg innen arkitekt, bygg og landskap.

Noen nøkkeltall:

Kontraktssum:

- Tunneler, sjakter og bergrom:		104,6 mill. kr
- Damanlegg	:	17,0 mill. kr
- Kraftstasjon	:	28,9 mill. kr
- Utløp	:	3,7 mill. kr
- Diverse	:	41,2 mill. kr
Kontraktssum	=	195,4 mill. kr

Samlet utbyggingspris er stipulert til 670 mill. kr.

Prosjekterte mengder:

- Sprengning i vannvei	: 710.000 m^3
- Sprengning kraftstasjonsområdet	: 120.000 m^3
- Betong	: 23.000 m^3
- Masseflytting i dagen	: 240.000 m^3

GEOLOGI OG FJELLSIKRING

Anlegget bygges i dalsiden på østsiden av Otra. Dalsiden stiger fra elven på kt. 200 til 800 m.o.h. med en gjennomsnittlig helning på ca. 15 grader. En markert fremstikkende fjellnese, Falkenut, stikker frem og bryter den jevne dalsiden 1 km nord for kraftstasjonsområde.

Den flate dalbunnen består av avsatte sand- og grusmasser.

Geologisk ligger området i det sydøstnorske grunnfjellsområdet. Berggrunnen består av gneis som anslagsvis er 900 - 1100 mill. år gamle. I disse forekommer linser av pegmatitt og granittlegemer.

Pegmatitt er en meget grovkornet bergart hvor hovedmineralene er kvarts, feltspat og glimmer. De samme hovedmineraler opptrer også i granitt, men med adskillig finere kornstruktur. Gneisene er som regel båndede eller stripete, for det meste middels kornige og ofte med granittisk sammensetning, men også mørkere med amfibolittiske bånd.

Det har vært få overraskelser hittil m.h.p. geologien, og det vi har vært igjennom frem til i dag må karakteriseres som et normalt norsk grunnfjell.

Utførte sikringsarbeider, både arbeids- og permanent sikring, har vært 3 og 4 m ekspansjonsbolter på stuff, som også inngår i den permanente sikring, innstøpte 3 og 4 m bolter med plate bak stuff, samt rensk og sprutbetong med fiber i forbindelse med lokale soner eller oppsprukne soner. En utstøpningssone på 30 m, bak stuff i vannveien, er alternativt blitt utført med 20 cm sprutbetong m/fiber og innstøpte 4 m bolter m/plate i mønster 1,5 x 1,5 m.

FREMDRIFT

Det er beregnet en anleggstid på totalt 3 1/2 år. Oppstart for sprengningsarbeidene var mai 1992 og med ferdigstillelse av annet aggregat 1. desember 1995. Dette er normalt meget god tid.

Utbyggeren ønsker ikke en tidligere ferdigstillelse og de fleste arbeidsoperasjoner er oppsatt med sen startdato for å begrense kapitalutgiftene.

En vesentlig del av kontraktsgrunnlaget er en kontraktsfestet betalingsplan. Utførte kontraktsarbeider avregnes i henhold til kontraktens betalingsplan.

Pr. idag er kraftstasjonen, 670 m avløpstunnel, 770 m tilløpstunnel fra stasjonsområdet, 300 m tilløpstunnel fra tverrslag Røysland, samt inntaket og omløpstunnelen ferdig sprengt. Pr. i dag ligger sprengningsarbeidene i henhold til fremdriftsplanen. Betongarbeidene i kraftstasjonen og inntaket er nylig påbegynt.

DRIFTSOPPLEGG OG ERFARINGER FRA SPRENGNINGSARBEIDENE

På grunn av den lange anleggstiden og betalingsplanen ble sprengningsarbeidene basert utført av 1 tunnelrigg og 2 tunnellag. Det nyttes ordinær 2 + 1 skiftordning, men kun med 2 lag. Hvert lag består av 3 mann på stuff og 2 mann på rensk og bakstuffarbeid, samt 2 mann på verksted. Driftsopplegget er basert vekseldrift. Pr. i dag har borriggen alltid hatt en ledig stuff å gå til.

Lasting og transport er bortsatt i kontrakt som underentreprise til Olav Bondal a.s.

Anlegget benytter følgende utstyr:

- 1 stk. AC Boomer 353 E m/18 fot stenger
- 1 stk. Cat 988 B m/sidetipp
- 1 stk. Cat 980 C som tipp-/reservemaskin
- 1 stk. Cat 966 D til bakstuffarbeider
- 1 stk. Åkermann H10 m/pigg
- 2 stk. Volvo A20 + et varierende antall lastebiler i kraftstasjonsområde.
- 3 stk. Volvo A35 til benyttelse i vannvei 115 m^2.

Utsprengningen av kraftstasjonsområdet som tok 1 år, har gått som forventet. Tunnelriggen har på 1 år totalt boret 350.000 bormeter.

Avløpstunnelen og tilløpstunnelen, med 115 m^2 tverrsnitt, er planlagt og drevet i en 61 m^2 toppstoll og en 54 m^2 bunnstross. Både toppstoll og bunnstross er utført med tunnelriggen. Toppstollene i 670 m avløpstunnel og 770 m tilløpstunnel fra stasjonen ble drevet ferdig før bunnstrossene ble påbegynt. Rett før bunnstrossene ble påbegynt ble toppstollene spettrensket. Toppstollene er sikret selektivt med bolter og sprøytebetong. Mens toppstollene ble drevet har sikringsnivået vært tilfredsstillende.

Oppnådd sprengningsresultat av toppstolldelen må betegnes som meget bra. Resultatet av sprengningen av bunnstrossen har vært tilfredsstillende, men det er ikke oppnådd samme resultat som på toppstollen. I nedre del av veggene/overgang mellom toppstoll og bunnstross har det blitt en del utfall og det har oppstått noe ekstra sikringsbehov. Det oppnådde resultatet er helt naturlig og er en klassisk ulempe med tverrsnitt av denne størrelse og med den valgte drivemetode. En normal tunneldrift av toppstoll medfører oppbommet fjell i nivå med liggerne, og under sprengning av bunnstross blir disse sprekkene aktive som utslagsflater.

ENDRING AV PROFIL I VANNVEIEN

Etter at bunnstrossen ble sprengt viste det seg at på grunn av rystelsene fra sprengningen og spenningsomlagring, fikk vi ukontrollerte nedfall av blokk bakover i tunnelen fra en høyde på 13 meter.

Anleggsledelsen har hele tiden fokusert på arbeidssikkerheten på prosjektet, og nedfall av blokk har blitt sett på som det største risikomomentet. Etter en systematisk registrering av nestenulykker med ukontrollert nedfall av blokk samt ett uhell som førte til 1 ukes sykefravær, satte entreprenør og byggherre seg ned i fellesskap for å løse problemet.

Det ble umiddelbart satt i gang tiltak etter følgende prosedyre: "For hver annen bunnstross-salve sikres hengen fra kran med 2 mann i kurv som rensker manuelt 2 salver fremover og 2 salver bakover. Dette gjøres som et supplement til tidligere rutiner".

Observasjoner som ble gjort var at det svært sjelden forekom nedfall av blokk fra hengen og ned på sålen i toppstollen. Derimot kom nedfall fra hengen både på stuff og lenger bakover i tunnelen etter at bunnstross-salva var skutt.

Diskusjoner om å sprute konsekvent fra vederlag til vederlag av toppstollen rett før bunnstrossen tas, og systematisk bruk av bolter og nett kombinert med ytterligere rensk ble vurdert av partene. Mye av denne sikringen er åpenbart ikke nødvendig for tunnelens fremtidige behov og det er en spesielt kostbar sikring for utbygger.

Med bakrunn i å sikre utførelsen av sprengningsarbeidene for entreprenøren på en tilfredsstillende måte og samtidig oppnå en økonomisk tilfredsstillende løsning for byggherren, oversendte entreprenøren et forslag om å endre profilet slik at hele tverrsnittet kunne tas ut i en operasjon. Det ble foreslått en endring fra et tverrsnitt med bredde 9,88 m, høyde 12,71 m og radius 4,94 m (115 m^2) til et tverrsnitt med bredde 12,5 m, høyde 10,55 m og en radius på 6,25 m (115 m^2). Dette tverrsnittet ligger innenfor tunnelriggens rekkevidde og det er kun behov for èn oppstilling.

Ved å endre den geometriske utformingen av tverrsnittet, slik at hele arealet kan tas ut i ett, unngås rystelses-påkjenningene i toppstollen under sprengningen av bunnstross-salva. Spennvidden på tverrsnittet økes noe mens tunnelhøyden reduseres. Det må forventes en viss økning av systematisk bolting av hengen samtidig som sikringstiltak i veggene reduseres. Tidligere erfaringer tilsier at sikringskostnadene for tunnelen totalt sett endres marginalt.

Etter lange forhandlinger mellom entreprenøren og byggherren kom partene til enighet om gå over til det nye profilet.

For å kunne gjennomføre det nye profilet må anlegget gå til anskaffelse av følgende utstyr:

- Eksisterende piggmaskin Åkermann H10 må forlenge bommen med 1 meter.
- Mobilkran med fast renskeplattform som kan styres fra renskeplattformen.
- Beverkontrollsystem til borriggen for å slippe manuell merking av salva, og for å opprettholde kontraktens krav til borenøyaktighet.

I skrivende stund er det endrede profilet nylig bestilt av byggherren. Tilleggsutstyret er ikke kommet til anlegget pr. idag, men vi antar at vi kan komme med foreløpige driftserfaringer når dette foredraget blir presentert på fjellsprengningskonferansen.

Hekni kraftverk er et av landets største pågående fjellsprengningsarbeider. Både entreprenøren og byggherren legger ned store ressurser for å oppnå det mest optimale driftsopplegget og den best mulige kvaliteten til avtalt pris. Med det nye driftsopplegget forventer begge parter en kostnadsbesparende drift for entreprenøren, og at byggherren får et bedre og billigere produkt.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

DOKUMENTASJON VED SPRENGNINGSARBEIDER - RETNINGSKONTROLL AV BORHULL

Dokumentation and control of blasthole deviation

Johan Amundsen, Overingeniør, Dyno Nobel

SAMMENDRAG

Ved sprengning nær bebyggelse forekommer av og til uhell som får følger for tredje person. En sannsynlig årsak er boravvik. Uhell av denne typen kan reduseres ved at man dokumeterer kvaliteten av boringen. Utstyr for måling i borhull og utarbeidelse av dokumentasjonen er tilgjengelig fra flere leverandører. DYNO har anskaffet utstyr fra MDL i Scotland og viser eksempler på målinger som er utført.

SUMMARY

Blasting near populated areas may occationally cause accidents. The reason can be blasthole deviation. This kind of accidents will be limited by a proper documentation of the drilling. Equipment for measuring of deviation is available from several producers. DYNO has purchased equipment from MDL in Scotland and some results from measurements are shown.

SPRENGNINGSUHELL

Det hender at det under sprengning inntreffer uhell som rammer en uskyldig "3dje person". Slike dramatiske hendelser er godt stoff som ofte får store oppslag i massemedia slik som vi i fig. 1 ser et eksempel på. Årsaken til et uhell kan det etterpå være vanskelig å finne.Forklaringene kan strekke seg fra dårlig fjell, slepper, loven om all verdens djevelskap til andre uforklarlige hendelser. I det viste tilfellet var konklusjonen etter en undersøkelse klar: Årsaken var boravvik. Vi tror nå, etter å ha målt i noen hundre borhull, at mange andre uhell også kan skyldes boravvik.

LOV OM EKSPLOSIVE VARER

I Norge er det Lov av 14. juni 1974 nr. 39 om Eksplosive Varer med forskrifter som gjelder for sprengningsarbeider.For det aktuelle tilfellet er det interessant å se hva forskriftene sier om ansvarsforhold, boring og vern mot skade på omgivelsene.

Par 12-2. Ansvar ved sprengningsarbeider.
Godkjent bruker er ansvarlig for at tilrettelegging og forberedelse til sprengningsarbeidet, boring, varsling, lading, sprengning og alt av betydning for sikkerheten, skjer i samsvar med bestemmelsene i Lov om eksplosive varer og tilhørende forskrifter.

Arbeidsgiver/oppdragsgiver plikter å legge forholdene til rette slik at godkjent bruker kan oppfylle sitt ansvar.

Par 12-5. Boring.
Når det bores i nærheten av steder som nevnt i Par 12-7, 1. ledd, skal man spesiellt iaktta sprekker, slepper og andre svakheter ved fjellet. Borhull som passerer slike svakheter, skal merkes på en entydig måte.

Dersom boring foretas av annen person enn den som har ansvaret for sprengningen, skal godkjent bruker orientere seg om alle uregelmessigheter som har påtruffet under boring.

Par 12-7. Vern mot skade på omgivelsene.
Ved sprengning nær bebyggelse, veg, jernbane, elektriske ledninger eller andre lignende innretninger, skal godkjent bruker sørge for at salve eller enkeltskudd før tenning er dekket med tungt dekningsmateriale som for eksempel bildekk eller liknende. I tillegg skal salven sikres for å hindre utkast av små fragmenter, -f.eks. med finmasket duk.

Det som er nevnt er utdrag av paragrafene.

Som vi ser så skal man ved sprengning nær bebyggelse, veg, jernbane etc vise stor grad av forsiktighet. Fig. 2 viser et

tilfelle der det ble brukt både tunge skytematter og finmasket duk. Men det var alikevel ikke nok til å hindre uhellet.

DOKUMENTASJON

"Sprekker, slepper og andre svakheter" representerer i seg selv sjelden noen fare bare forsetningen er stor nok. Men "sprekker, slepper og andre svakheter" får ofte boret til å forandre retning slik at forsetningen kan bli liten i et området utenfor svakhetssonen, eller at et hull kan gå mot et nabohull slik at vi får sprengstoff konsentrert innenfor et begrenset område. Avbøyningen kan også gå motsatt veg og gi for stor forsetning. For alle tre tilfellene er det fare for at vi får sprut i en aller annen retning.

I vår DATA-alder er det ikke lengere nødvendig å gå rundt å iaktta "sprekker, slepper og andre svakheter". Med instrumenter som er laget for formålet er det enkelt å måle avviket for hvert hull i en salve og få en fullstendig beskrivelse av plassering og forløp. F.eks. så kan man få profiler som viser forsetningen for hvert punkt i et hull.

Krav om dokumentasjon av kvalitet på produkter, arbeide og tjenester øker. Flere og flere bedrifter sertifiseres i henhold til ISO 9000 og også underleverandører vil etterhvert møte et økende krav om dokumentasjon. Det er en naturlig utvikling at det også kommer krav om dokumentasjon av boring= og sprengnings=arbeider. Det er idag ikke noe teknisk problem å få fram en dokumentasjon av kvaliteten på borearbeidet. Utstyr for dette er utviklet og kan kjøpes fra flere leverandører. De som naturlig burde kreve en slik dokumentasjonen er myndigheter, forsikringsselskaper og kjøpere av tjenesten, boring og sprengning. Et krav om dokumentasjon vil uten tvil høyne kvaliteten på borearbeidet og redusere uhell av den typen vi har sett eksempler på.

UTSTYR FOR MÅLING I BOREHULL

For å kontrollere boringen ved prøvesprengninger i egen forskning har DYNO anskaffet utstyr for måling av boravvik. Utstyret består av en sonde (Fig. 3) for måling i hullene, en totalstasjon (Fig. 4) for måling av overflater og posisjoner og et dataprogram (Fig. 5) for bearbeiding av måleverdiene. De seperate målingene fra sonden og totalstasjonen lastes over i dataprogrammet der de kan bearbeides hver for seg, eller sammen og vi får resultatet tegnet ut i profiler eller skrevet ut som tabeller (fig. 6).

MÅLING AV BORAVVIK

Vi har nå i ett og et halvt år målt borhull på forskjellige steder og vi vil vise noen eksempler fra disse målingene.

Lengde og planprofiler

Fig. 7 viser seks hull i første rast i en pukkverksalve som skulle lades med et bulksprengstoff, Slurrit. Stuffen har en høyde på 14 meter og hulldiameteren er 3". Vi ser at de to hullene lengst til venstre går mot hverandre. Minste avstand mellom hullene er 90 cm. Her kunne vi fått en uheldig konsentrasjon av sprengstoff, men målingene gjorde det mulig å ta de nødvendige hensyn under ladingen.

Fig. 8 er fra et annet pukkverk. Her ser vi at hullene 13 og 14 går mot hverandre. Vi ser at terrenget stiger mot høyre, men at hullene alikevel er boret ned til omtrent samme nivå. Det får man til når man setter opp salinger som høydereferanse. Men her skal vi merke oss den store under-boringen på ca 4 meter. Årsaken var at høyden var gal og at stuffen i virkeligheten var 2 meter lavere enn man trodde. Hvor mye de har kastet bort på unødvendig boring er det ingen som vet. Og dette har vi sett flere steder.

Tverrprofiler

En annen interessant sak er tverrprofilene. Vi kan her se borhullets plassering i forhold til stuffen med anvisning av minste forsetning. Vi får også en tabell med dybder og forsetning. Eksempler er vist i fig. 9 og 10.

Boravvik

Resultatet av avviksmålinger kan vi få fram for hvert enkelt hull. Enten tegnet opp som en "blink" på fig. 11, eller skrevet ut i tabell med koordinater eller koordinattilvekster som i fig. 12. I "blinken" blir hullet projisert inn i et plan som legges gjennom toppen og bunnen av hullet slik at vi får se hullets sanne forløp. Vi kan også få hullet projisert inn i andre plan loddrett på og parallellt med stuffen.

Fig. 13 og 14 viser målinger som er gjort i en 30 m høy veg-skjæring. Kravet fra Vegvesnet var loddrette vegger og entreprenøren ønsket å ta ut skjeringen i full høyde. Det ble gjennomført prøveboringer med forskjellige typer styre-innretninger etter anvisning fra borstålleverandører. Men man hadde en følelse av at hullene var kroket og vi ble bedt om å måle disse. Målingene viste at til tross for bruk av styrerør ble avviket så stort at skjeringen ikke kunne tas ut i en omgang. Hullet på fig. 13 er boret med 3" krone og styrerør og går inn i veggen. Hullet på fig. 14 er boret langs motsatt vegg med 2.5" krone uten styrerør og går ut i skjæringen.

Årsaker til boravvik

Hva er årsakene til boravvik.? På fig. 15 som noen av dere sikkert har sett før er de vanligste årsakene ført opp. Det er oppstillingsfeil, påhuggsfeil, feil innretting av mater og så videre hullavbøyning som igjen kommer av bergets struktur, høy slagenergi og mating og valg av borstål. Alle, bortsett fra bergets struktur, er utstyrs og operatøravhengige og kan kontrolleres. Det gjelder å arbeide systematisk og nøyaktig.

Hvordan virker bergets struktur på borets retning? Målingene våre viser at det er godt samsvar mellom gammel teori og praksis. Boret vil bøyes inn mot de svakhetsplan det passerer. I en skifrig bergart vil det derfor bøyes slik at det til slutt kommer loddrett inn på skifrigheten og deretter, dersom hullet er langt nok, få et rett, stabilt forløp. Hvor fort bøyningen skjer etter ansettet avhenger av hvor tett det er mellom svakhetsplanene. Desto tettere desto raskere avbøyning. Det er ikke slik at boret etter en viss lengde går vilkårlig hit og dit. Det styres hele tiden av bergets struktur. Se fig. 13 der skifrigheten er vist.

Forståelsen av hvordan bergartsstrukturen virker på boret og dermed sprengningsresultatet er viktig. Dette har både en praktisk og en økonomisk side. Noen sliter med dårlig sprengningsresultat og unødvendige brytningskostnader fordi man har åpnet på galt sted og driver i gal retning. Allerede ved planleggingen av et brudd bør man ta hensyn til bergartsstrukturen.

Boravvik og sprengningsresultat

På de profilene som er vist har vi sett at hullene kan ha forskjellige retninger selv om de skal være parallelle. Det bormønsteret som med stor nøyaktighet blir satt ut på overflaten finner vi sjelden igjen i bunnen av salven. Dette må nødvendigvis påvirke sprengningsresultatet i negativ retning. Vi kan vise mange eksemlper på dette men begrenser oss til å vise hvordan bergartsstrukturen i et bestemt brudd bestemmer kastvinkelen.

I dette bruddet ønsket man å bore loddhull, men måtte erfaringsmessig bore med en vinkel på 15 grader for å få et brukbart resultat. Hvorfor?. Fig. 16 viser at den parallelle benkingen i kalken bøyer boret bort fra stuffen og innover i salven. Borer man i lodd blir forsetningen og innspenningen ved bunnen svært stor og sprengningsresultatet dårlig. Målingen viste at det var nødvendig å starte med en så flat vinkel som 15 grader for å få en riktig kastvinkel i bunnen av hullet.

KONKLUSJON

Det er et økende krav om dokumentasjon av kvalitet på forskjellige områder. Utstyr for måling av boravvik gjør oss i stand til å dokumentere kvaliteten av fjellboring. Et krav om dokumentasjon vil sannsynligvis føre til færre uhell i forbindelse med sprengningsarbeider.

Måling av boravvik er et nyttig hjelpemiddel i opplæring av boremaskinoperatører og for å forbedre sprengningsresultater.

Kjempestein gjennom taket

Boreavvik utløste sprengnings- ulykken

EIDSVOLL: Svakt fjell og boreavvik er den sannsynlige årsaken til sprengningsuhellet i Eidsvoll 23. oktober i år.

Figur 1

Baksiden av huset, som vender opp mot Dønnevikvelen. Stein og skytematter har gjort enorme skader.

19-åring overlevde som ved et under

Bolighus totalt ødelagt ved et sprengningsuhell

Figur 2

MDL

SURVEY SYSTEMS ENGINEERS

BORETRAK ™

PATENT APPLIED FOR
BOREHOLE DEVIATION SURVEY SYSTEM

Boretrak™ is a unique cost effective and easily portable borehole deviation measuring system for use in dry or flooded holes five centimetres (or more) in diameter down to maximum depths of about three hundred metres.

Boretrak™ is not affected by magnetic influences, flooded holes or casing, and can thus be used during or immediately after drilling, to assess deviation. It is easily carried and operated by one man, and results are available in the field. The results can also be integrated to quarry face or mine surveys as required. Operation of the system is straightforward and does not require specialist personnel either at the survey or processing stage.

APPLICATIONS
* Quarry Blasting
* Underground Mining
* Exploration Drilling
* Dam Pinning
* Foundations
* Pre Split Blasting
* Engineering Works

FEATURES
* One Man Operation
* Non Specialist Operator
* Multi Purpose
* High Accuracy
* Quick Deployment
* Simple Operation
* Works in Flooded Holes
* Not Affected by Magnetism
* Lightweight

Figur 3

MDL

SURVEY SYSTEMS ENGINEERS

QUARRYMAN™ II

ROCKFACE LASER SURVEYING SYSTEM

QUARRYMAN™ II Professional is the latest version of MDL's field proven QUARRYMAN™ Laser Profiling System. QUARRYMAN™ II is smaller, lighter and just as rugged as its predecessors now in operation world wide. Both the power pack and the CDU have been integrated into the Laser head. MDL's latest 32kbyte data logger is convenient to use and enables site reference data to be entered and recorded. QUARRYMAN™ measures vertical, horizontal angles and distances to any rock surface up to 400 metres away. Using Vertical or Horizontal or Random 'Scanning' Techniques, entire rockfaces may be surveyed in complete safety within minutes. Automatic data logged results are then processed using field lap-top or office based PC computers using MDL's QUARRYMAN™ Face 3D Software.

FEATURES:

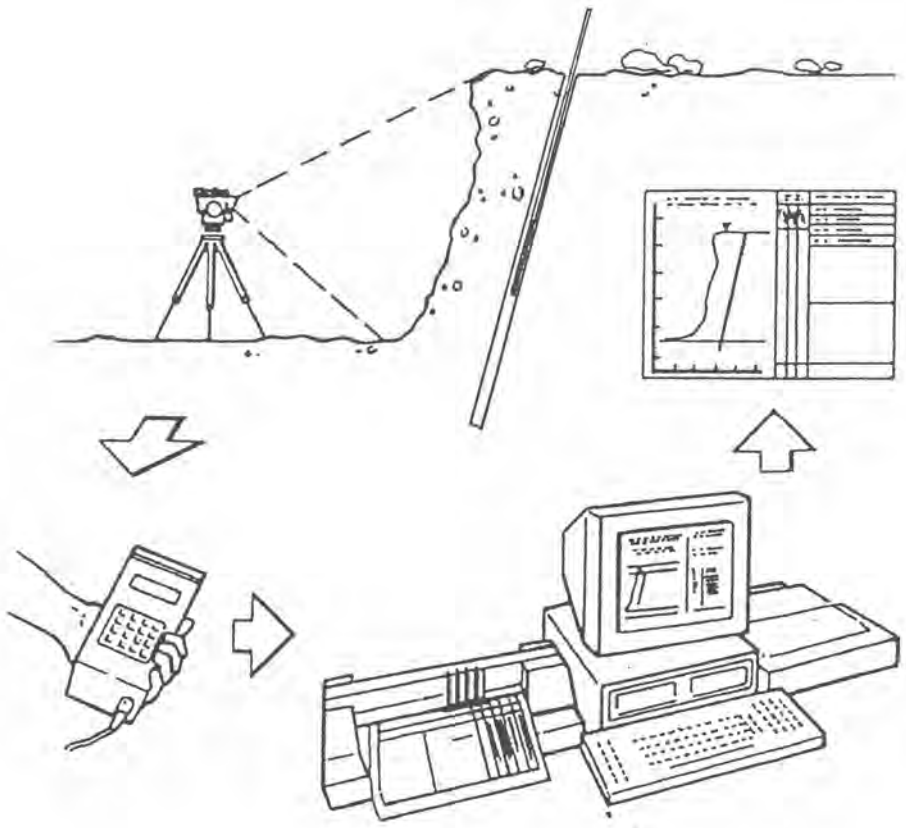
- High Power Laser suitable for all rock types.
- Fully integrated 32k byte Data Logger.
- Eye piece distances display.
- Internal batteries.
- Rugged all weather construction

SAFE FAST ACCURATE

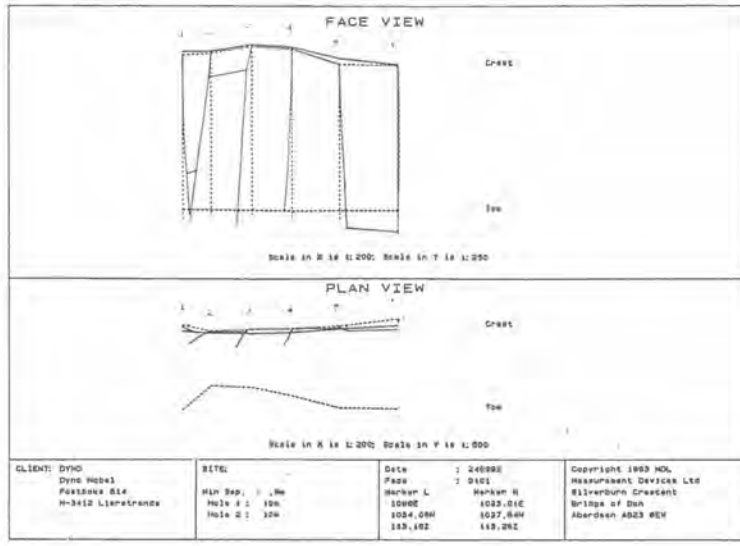
Figur 4

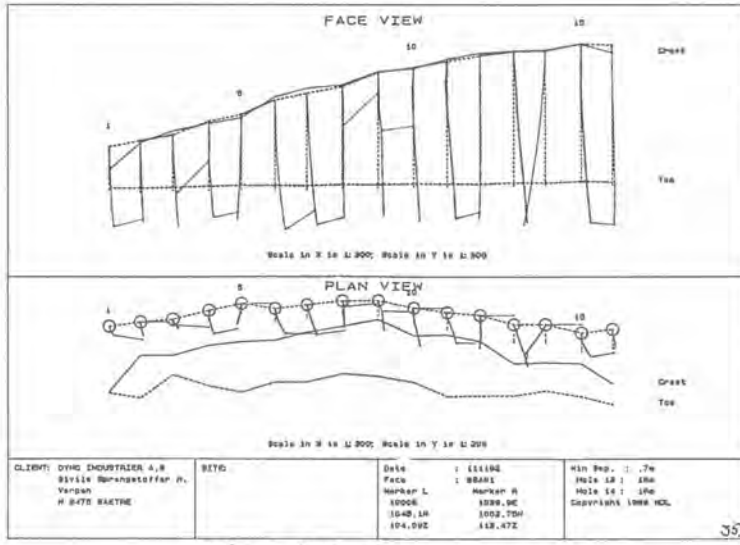
MDL
SURVEY SYSTEMS ENGINEERS
QUARRYMAN™
Patent Applied For
FACE 3D
SOFTWARE
Integrated Quarry face survey and graphics blast geometry design software
CAPABILITIES
PROCESS LASER PROFILE SURVEYS IN 3 DIMENSIONS
DESIGN OPTIMUM BLAST GEOMETRY
INTEGRATE BOREHOLE SURVEY DATA
FEATURES
PC COMPATIBLE
HIGH RESOLUTION COLOUR GRAPHICS OPTION
COMPLETE FACE VOLUMES AND TONNAGE
PROFILE OR HORIZONTAL SCAN OBSERVATIONS
SINGLE OR MULTI STATION OBSERVATION SETS FOR HIGH DEFINITION
LOCAL OR ABSOLUTE COORDINATES
SURVEY AND STOCKPILE MODULES

Figur 5

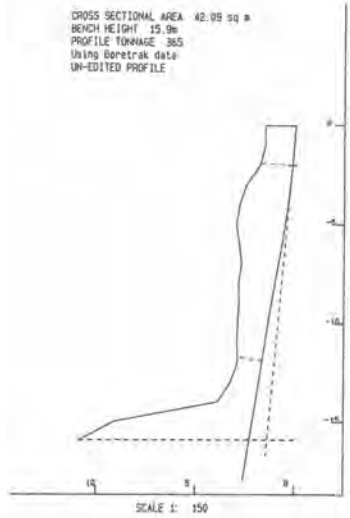


Figur 6


FACE VIEW
Crest
Toe
PLAN VIEW
Crest
Toe
CLIENT: DYNO
Dyno Nobel
Postboks 614
N-3412 Lierstrands
SITE:
Date
Face
Marker L
Marker R
Copyright 1993 MDL
Measurement Devices Ltd
Silverburn Crescent
Bridge of Don
Aberdeen AB23 8EW


FACE VIEW
Crest
Toe
PLAN VIEW
Crest
Toe
CLIENT: DYNO INDUSTRIER A.S
Sivile Sprengstoffer A.
Vergan
N 3475 SAETRE
SITE:
Date
Face
Marker L
Marker R
Min Sep.
Copyright 1988 MDL
35

Figur 7 og 8



FBD

[illegible] FACE No 01 PROFILE 7

HOLE ANGLE 5 (Intended)
HOLE DEPTH 18.1m
ISUBDRILLI 2.1m STEM 2m
ALONG FACE = 20.8 m
OFFSET 0
1018.3E 1054.6N (17.6E)

POINT	DEPTH	BURDEN	REMARKS
1			
2	1	1.4	
3	2	1.6	
4	3	2.1	
5	4	2.3	
6	5	2.4	
7	6	2.2	
8	7	1.9	
9	8	1.8	
10	9	1.6	
11	10	1.5	
12	11	1.4	
13	12	1.2	Point Of Min Burden
14	13	1.3	
15	14	1.7	
16	15	2.4	
17	16	6.2	
18	17	7.9	
19			
20			

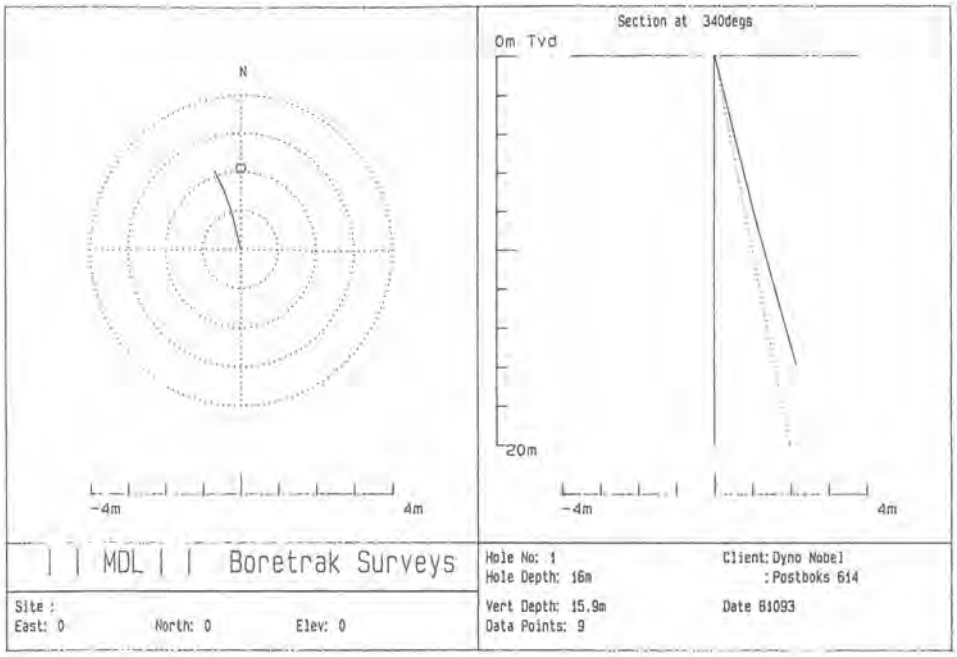
FBC

[illegible] FACE No 01 PROFILE 9

HOLE ANGLE 0 (Intended)
HOLE DEPTH 14.8m
ISUBDRILLI -1.4m STEM 2m
ALONG FACE = 20.1 m
OFFSET 0
1024.8E 1034.8N (16.8E)

POINT	DEPTH	BURDEN	REMARKS
1			
2	1	1.3	
3	2	2.1	
4	3	3	Point Of Min Burden
5	4	3.1	
6	5	3.1	
7	6	3.1	
8	7	3	
9	8	3.1	
10	9	3.2	
11	10	3.2	
12	11	3.3	
13	12	3.5	
14	13	3.4	
15	14	3.5	
16	14.8	4.1	

Figur 9 og 10



***** SITE : HOLE No. 1 *****

*** M.D.L. BORETRAK SYSTEM ***

CLIENT : Dyno Nobel

ROD Off. 2 ROD INTERVAL. 2 REF. BEARING 90 deg.

FACE No. 2 SURVEY DATE. 81093 No. of Readings. 9

Collar 0 E 0 N 0 Ht

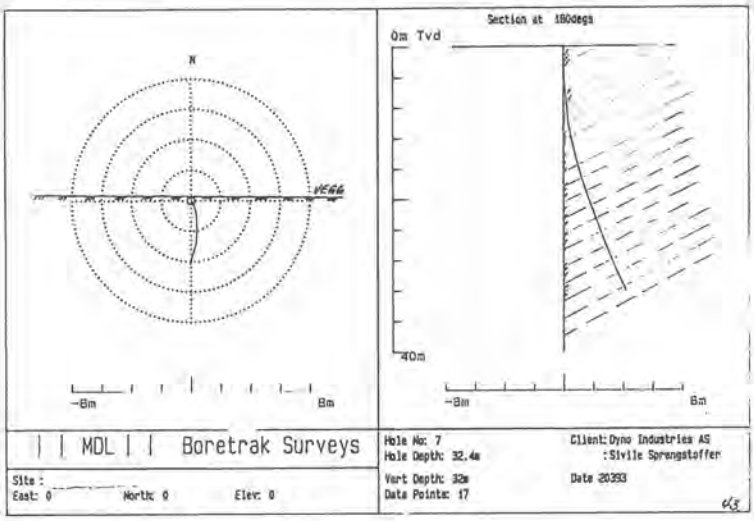
All Measurements are in Metres System Used: Cableless

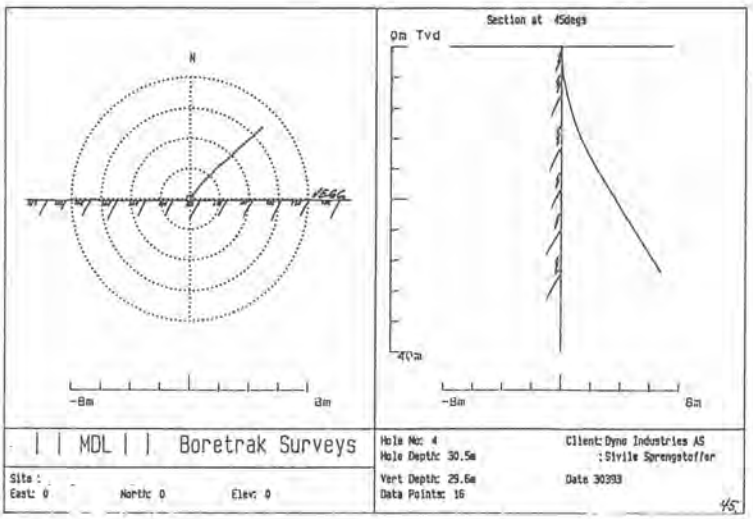
Rod	PITCH	ROLL	A Dth	X	Y	TVD	Offset	DIP	Azmth
1	-6.91	1.99	2.00	-0.07	0.24	1.98	0.25	7.19	344.00
2	-6.95	1.75	4.00	-0.13	0.48	3.97	0.50	7.16	345.93
3	-7.14	1.75	6.00	-0.19	0.73	5.95	0.76	7.35	346.29
4	-7.12	2.04	8.00	-0.26	0.98	7.94	1.01	7.40	344.08
5	-7.60	2.66	10.00	-0.35	1.24	9.92	1.29	8.04	340.80
6	-7.45	2.81	12.00	-0.45	1.50	11.90	1.57	7.95	339.43
7	-7.31	3.48	14.00	-0.57	1.76	13.88	1.85	8.08	334.64
8	-7.39	3.61	16.00	-0.70	2.01	15.86	2.13	8.21	334.06
9	-7.74	3.26	16.00	-0.70	2.01	15.86	2.13	0.00	0.00

Intended	
Drill Angle	6.0
Hole Depth	20.0
Azimuth	0.0

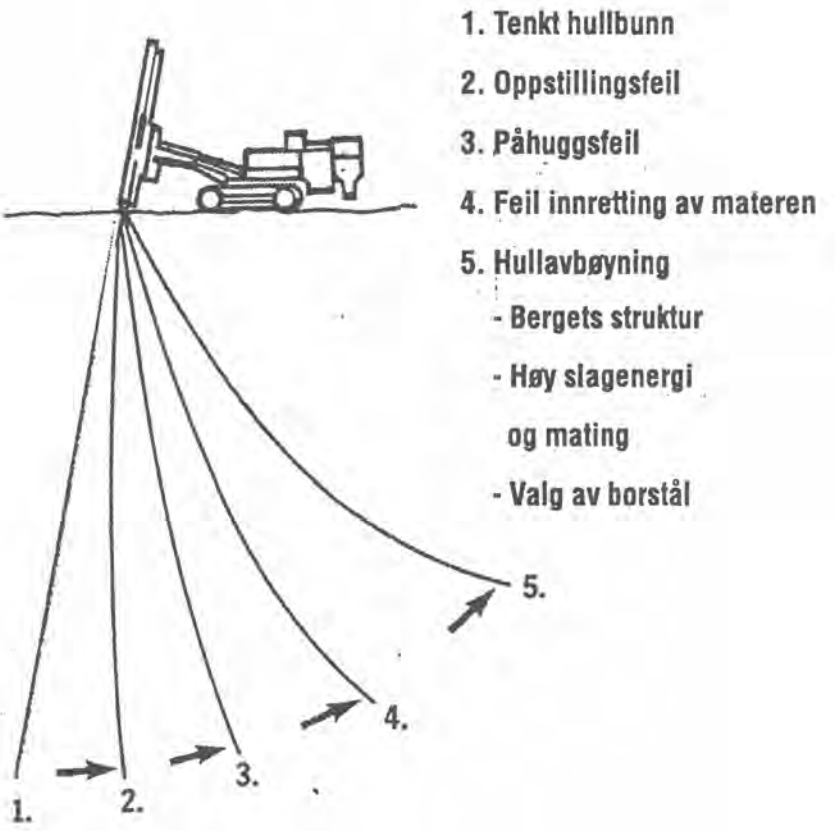
Deviation from intended	
X	-0.70
Y	-0.08
TVD	-4.03
HoleDepth	-4.00
Final Azimuth	340.94

Figur 11 og 12

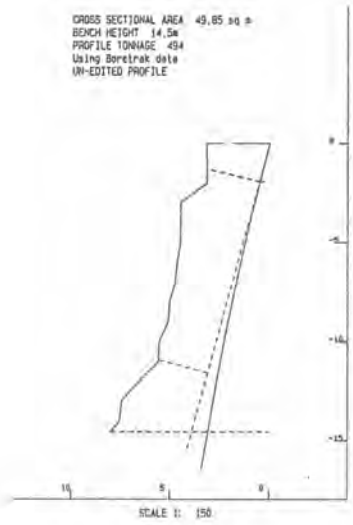




Figur 13 og 14


1. Tenkt hullbunn
2. Oppstillingsfeil
3. Påhuggsfeil
4. Feil innretting av materen
5. Hullavbøyning
- Bergets struktur
- Høy slagenergi og mating
- Valg av borstål
1.
2.
3.
4.
5.

Figur 15



VXA

019493 FACE No 01 PROFILE 9

HOLE ANGLE 15 (Intended)
HOLE DEPTH 16.7m
DIAMETRE 1.5m BTSH 0m
ALONG FACE = 30 m
OFFSET 0
1823.95 N734.7m (15E)

POINT	DEPTH	BURDEN	REMARKS
1	0	****	
2	1	2.3	
3	2	2.7	Point Of Min Burden
4	3	2.8	
5	4	3.0	
6	5	3.3	
7	6	3.2	
8	7	3.1	
9	8	3	
10	9	3	
11	10	2.9	
12	11	3.1	
13	12	3.1	
14	13	3.8	
15	14	4.4	
16	15	4.6	
17	16	****	
18	16.7	****	

Figur 16

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNINKK 1993

VESTBANEKRYSSET

K. Boge, Geo Vita AS

SAMMENDRAG

Vestbanekrysset, vil når det stå ferdig i mars 1994 være Norges største kryss under jorden med en beregnet årsdøgnstrafikk på 18.000 biler.
Fjelltunnelene vil være de første i Norge som er tettet for fullt vanntrykk med PVC memmbran.

SUMMARY

The Vestbane interchange, will at its opening in march 1994, be the largest subterranean interchange in Norway with approx. 18.000 vehicles a day.
The hardrock tunnels will be the first tunnels in Norway with full waterproofing by PVC membrane.

INNLEDNING

Vestbanekrysset, som er 2. etappe i utbyggingen av E18 gjennom Oslo, omfatter de østvendte ramper av tilknytningen mellom Oslotunnelen og sentrum vest. Vestbanekrysset med tilknytning til Oslotunnelen og Dr. Mauds gate er vist på fig. 1

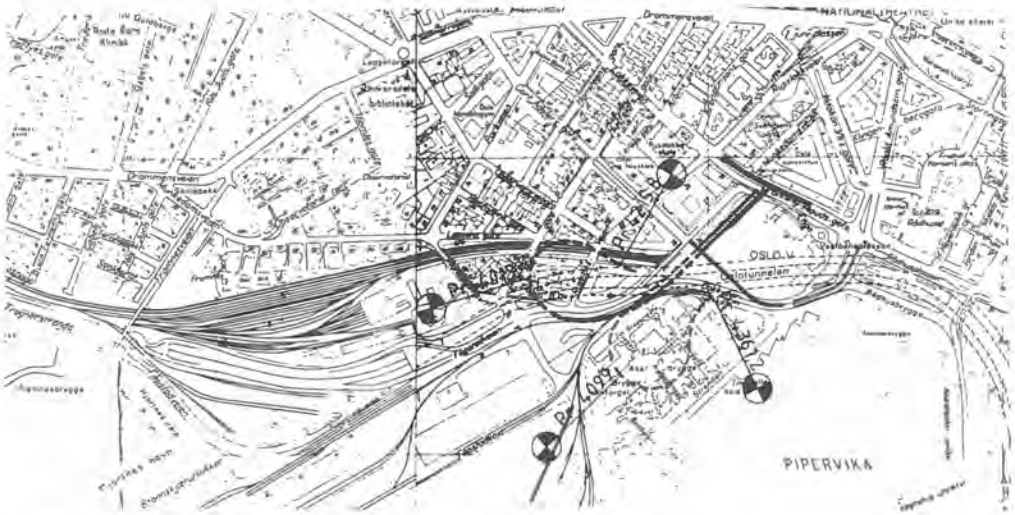


Fig. 1 Oversikt over anleggets beliggenhet

Tilknytningen mellom E18 og Henrik Ibsenringen, vestvendte ramper, vil skje i et senere byggetrinn som også inkluderer Slottsparken tunnel.

Utbyggingsetappen er delt i flere sidestilte entrepriser som bygges og ferdigstilles koordinert.

Første entreprise omfatter daganlegget mellom fjellpåhuggene og Dr. Mauds gate.

Tunnelene mellom fjellpåhuggene og østgående og vestgående løp i Oslotunnelen er delt i to entrepriser.

I tillegg til disse tre entreprisene er det vesentlige av de tekniske anlegg organisert i egne byggherrestyrte entrepriser.

En del forberedende arbeider ble igangsatt og ferdigstilt før byggestart. Det viktigste av disse arbeidene omfattet refundamentering av Munkedamsveien 55B og 59B.

DAGANLEGGET

I daganlegget inngår følgende hovedarbeider:

- 2 bruer fra Dr. Maudsgt. med 2 og 3 felt.
- Ramper bygd på terreng med overgang fra hhv. 2 til 1 felt (påramper) og 3 til 2 felt (avramper).
- Vanntett betongtrau for begge ramper fra veg på terreng og frem til tunnelportal, ca. 18 m. Trauet er fundamentert på betongpeler til fjell.
- 1 felts betongtunnel for påramper fra portal til fjellpåhugg, lengde 294 m.
- 2 felts betongtunnel for avramper fra portal til fjellpåhugg, lengde 377 m.
  Betongtunnelene bygges i åpen byggegrop og fundamenteres på avrettet fjell, sjaktede pilarer, betongpeler og stålkjernepeler til fjell. Betongtunnelen er utført som vanntett konstruksjon kledd med bentonitt-leirpaneler.

FJELLTUNNELER

I den første fjelltunnelentreprisen inngikk følgende arbeider:

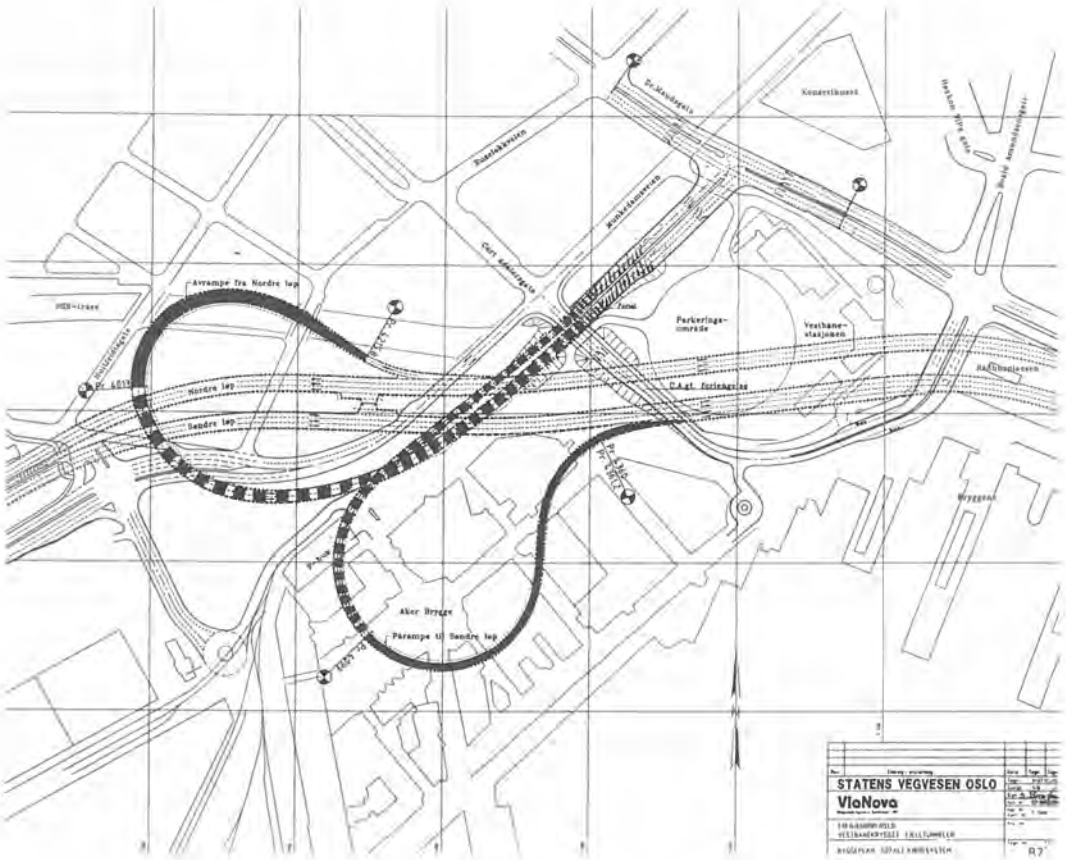
- Driving ved pigging og sprengning av påramper fra fjellpåhugg til Oslotunnelen, ca. 260 m 1 felts fjelltunnel med siktutvidelse.
- Forinjeksjon i fjell som midlertidig sikring i anleggsfasen.
- Fjellsikring med bolter og sprøytebetong.

I den andre fjelltunnelentreprisen inngår følgende arbeider:

- Driving ved pigging og sprengning av avramper fra fjellpåhugg til Oslotunnelen, ca. 203 m 1 og 2 felts fjelltunnel med siktutvidelse.
- Forinjeksjon i fjell som midlertidig tetting i anleggsfasen.

- Fjellsikring med bolter og sprøytebetong.
- Permanent vanntetting i begge tunnelene med heldekkende PVC-membran og innvendig betongutforing med bunnplate og hvelv.

Figur 2 viser hvilke konstruksjonselementer Vestbanekrysset er bygget opp av.



Fjelltunnel
Vanntett trau
Bru
Betongtunnel
Veg på terreng

Fig.2 Konstruksjonselementer, Vestbanekrysset

REFUNDAMENTERING AV MUNKEDAMSVEIEN 55B OG 59B

Avrampe fra Oslotunnelen går det første stykket i fjelltunnel fram til bebyggelsen i Munkedamsveien ved Aker Bryggekrysset. Videre herfra er fjelloverdekningen for liten og rampen er lagt i kulvert. For å få tatt ut massene og bygget betongkulverten under Munkedamsveien 55B og 59B, var det nødvendig å "flytte" fundamenteringen ut til fast fjell på begge sider av fjellskjæringen. På grunn av geometrien til det fremtidige krysset og nærheten til den underliggende Oslo-tunnelen, ville alternativet til refundamentering være å rive de to bygårdene. Vertikalsnitt for rampe under Munkedamsveien er vist på fig. 3.

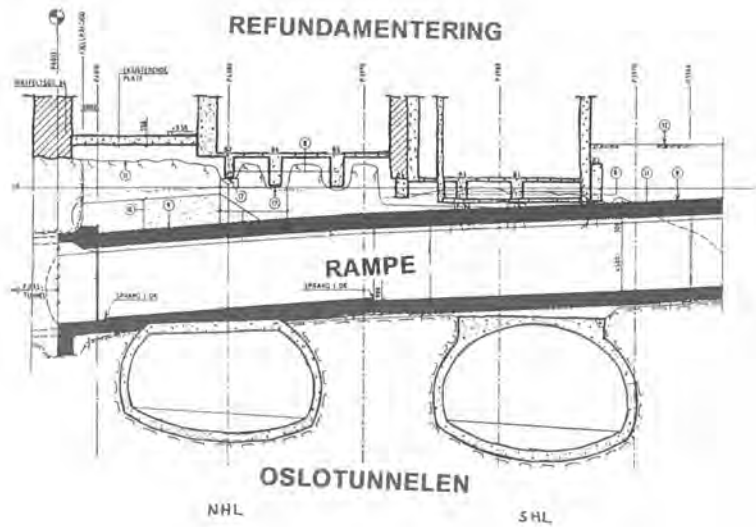


Fig. 3 Vertikalsnitt for rampe under Munkedamsveien

FJELLTUNNELER

Fjelloverdekningen for tunnelene svært liten. Begge tunnelene har en fjelloverdekning fra 4-5 m ved påhuggene til ca. 20 m ved tilknytningen til Oslotunnelen.
Tunnelene har tett sentrumsbebyggelse over traseen. Pårampen går under Aker Brygge komplekset, mens avrampen ligger under gammel bebyggelse i Vika.

Geologi

Berggrunnen i området består i hovedsak av ordovisisk kalk og leirskifere som er tildels sterkt foldet.

Skiferens strøkretning er generelt ØNØ-VSV, med fall varierende mellom 40 ° og steilt.
Berggrunnen er stedvis gjennomskåret av permiske intrusivganger som består av diabas, syenitt og rombeporfyr.
Oppsprekkingsgraden varierer fra lite oppsprukket fjell til tett oppsprukket fjell i forbindelse med intrusivgangene.

Over fjell ligger det tildels store løsmasseavsetninger.

Pårampe

Uttak av fjell i pårampe startet 4. februar 1991 ved profil 4098 (se fig.4). Fram til påhugget under parkeringshus var fjellet tatt ut i åpen grøft før byggingen av trinn 2 på Aker brygge. Ved påhugg er avstanden fra heng tunnel til underkant betongsåle i parkeringshus ca. 3 m. Tunnelen forsetter under parkeringshuset fram til Bryggegata (se fig.4) hvor overdekningen øker til ca. 11 m.

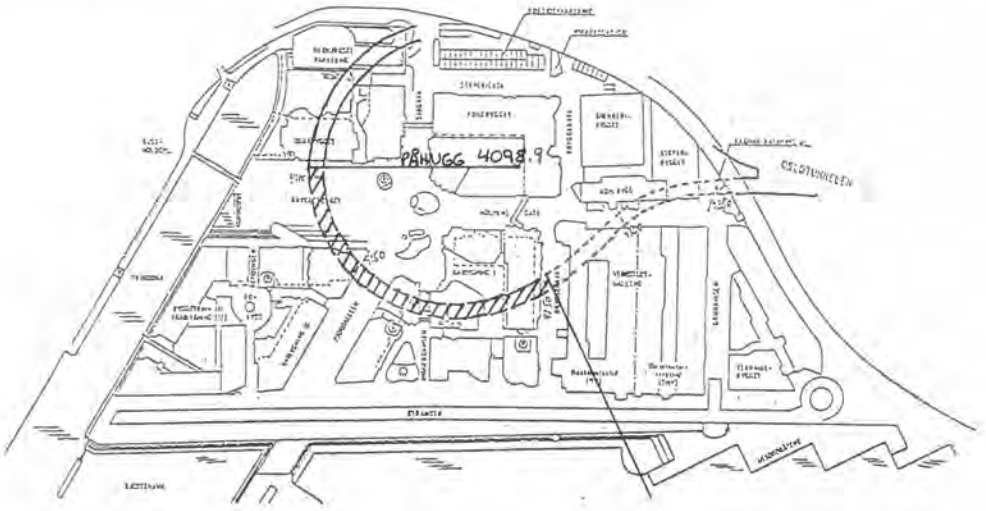


Fig. 4 Område som er tatt ut ved pigging under Aker Brygge

På grunn av liten overdekning og nærliggende datamakiner ble det valgt å ta ut fjellet ved pigging. Til dette arbeidet benyttet entreprenøren en hydraulisk pigg montert på en Brøyt X52. Denne maskinen er den kraftigste som har vært i bruk her i landet og hadde blant annet den fordelen at piggen kunne dreies 360°. For å lette piggearbeidet og for å sikre at det ikke ble tatt ut mer fjell enn prosjektert var det nødvendig å bore kontur. Maskinfører hadde imidlertid problemer med å se konturhullene under piggearbeidet. Entreprenør valgte da å stikke ladekjepper inn i konturhullene slik at de ble lettere synlige.

Tilsammen ble det drevet 153 lm tunnel ved hjelp av pigging. I oppsprukket leirskifer og knollekalk var inndriften som forventet, ca. 8 m i uken. Piggemaskinen hadde imidlertid store problemer i gangbergartene og delvis også i leirskiferen der denne var lite oppsprukket eller hadde ugunstig sprekkeretning. Laveste ukeinndrift var 1,5 m, mens gjennomsnittlig inndrift var 4,5 m.

På grunn av den lave inndriften og støyplagen for beboere og næringsdrivende på Aker Brygge, valgte byggherre å gå over til konvensjonell drift etter at tunnelen var drevet forbi bunnplate for parkeringshus. De siste 103 m til gjennomslag mot Oslotunnelen ble tatt ut i løpet av 8 uker, dvs. en ukentlig inndrift på ca. 13 m som var nesten 3 ganger høyere enn for pigging. De berørte parter på Aker Brygge var svært fornøyde med at entreprenør gikk over til boring og sprengning i stedet for pigging.

AVRAMPE

Før tunnelarbeide kunne starte i avrampen, måtte man skaffe seg adkomst til påhuggsområdet ved å ta ut fjellet under de refundamenterte bygninger i Munkedamsveien.

For å unngå setninger på de refundamenterte bygningene og hindre at laster fra Munkedamsveien 55B og 59B ble ført ned på Oslotunnelen måtte masseuttak og støp av betongtunnel planlegges nøye.

Først ble fjellet tatt ut ved pigging i en bredde på 3,5 m langs venstre begrensning av fremtidig rampe til man hadde passert over østgående løp av Oslotunnelen. Ved passering av Oslotunnelen stod piggemaskin på betonghvelvet til tunnelen og for å hindre skader på dette ved nedfall av stein, ble det lagt ut en sandpute på 0,5 - 1,0 m tykkelse. For å hindre utfall under driving ble både høyre og venstre vegg sikret systematisk med bolter etter hvert som fjellet ble tatt ut. Deretter ble deler av sålen og venstre vegg i kulvert støpt slik at veggen spente over østgående løp i Oslotunnelen, se fig.5. Lastene fra de refundamenterte bygningene ble så via lagere på topp vegg overført til kulvert.

Fjelluttaket fortsatte så i full bredde for kulvert med systematisk bolting etter hvert som fjellet ble tatt ut. Deretter ble resterende del av bunnplate og høyre vegg, samt takplate støpt. Lastene fra tidligere utført refundamentering ble så overført til betongkulvert ved hjelp av lagere og jekking. Prinsipp for dette er vist på fig.6.

Samme prosedyre ble fulgt ved kryssing av vestgående løp i Oslotunnelen.

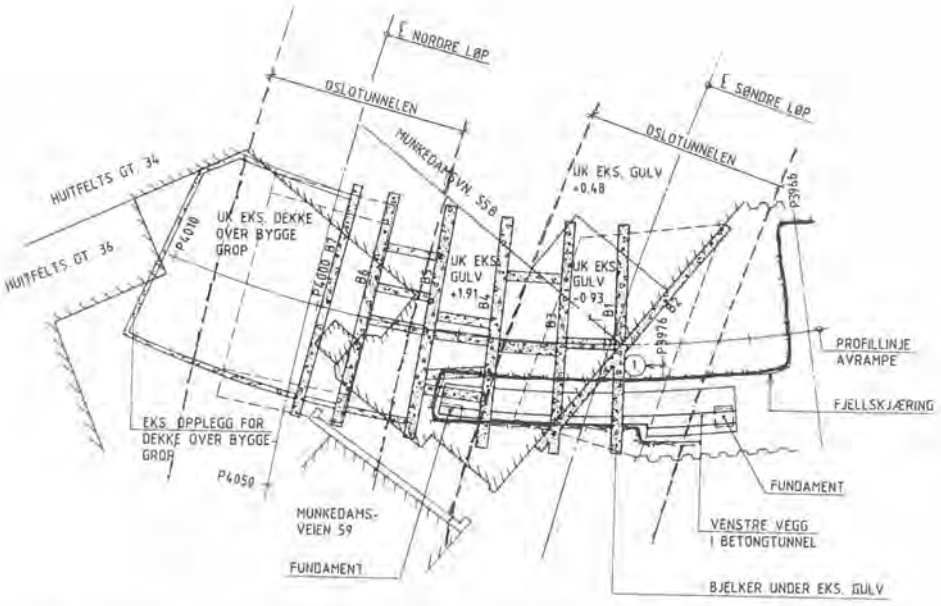


Fig.7 Uttak av fjell og støp av vensre vegg, fase 1.

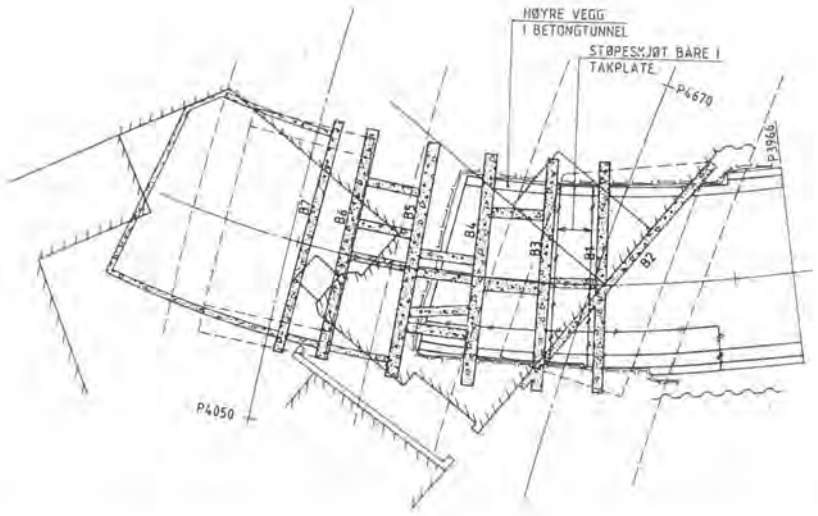


Fig.7 Uttak av fjell fullt tverrsnitt, støp av kulvert fase 2.

Fjelltunnel

Ved påhugg fjelltunnel var fjelloverdekningen 4,5-5,0 m til kjeller i Huitfeldsgt. 34 og avstanden til hvelv i Oslotunnelen var ikke mer enn ca. 6 m. Det ble derfor valgt å ta ut fjellet ved pigging de første 8 metrene. Derettet gikk vi over til boring/sprengning fram til gjennomslag mot Oslotunnelen. Overdekningen ved konvensjonell drift varierte fra ca. 6 m ved kryssing av NSBs gamle trase mot Vestbanen til ca. 21 m ved overgang til Oslotunnelen. Med tanke på overliggende bebyggelse var det nødvendig med forsiktig sprengning. I anbudet var det derfor lagt opp til salvelengder på 1,3 og 2,5 m. Etter hvert viste det seg at målte rystelser var så pass lave at entreprenør kunne øke salvelengden til 3,5-4,0 m. Gjennomsnittlig inndrift på 202 m tunnel var 11,3 m/uke.

VANNTETTING MED PVC MEMBRAN

Store deler av bygningsmassen i området som ligger over løsmasseavsetningene er delvis fundamentert på peler og delvis på flåter. Tunnelenes mulige kommunikasjon til disse løsmasseavsetningene førte til svært strenge krav til tetthet for tunnelarbeidene.

Fjelltunnelene skulle bygges vanntette for et vanntrykk på opptil 32 m. Det ble for første gang i Norge valgt å satse på en løsning med PVC membran og full utstøpning rundt hele tverrsnittet. Prinsippet for oppbygging av vanntetting er vist på fig.7. Før membranarbeidene kunne igangsettes var det nødvendig å avrette såle og heng. Sålen ble avrettet med jordfuktig betong, og drenert for å unngå vanntrykksoppbygging i anleggsfasen. Vegger og heng ble avrettet med sprøytebetong, og større vannlekkasjer ble ført ned under sålen.

Sprøytebetongen har to hensikter. For det første benyttes sprøytebetongen for å avrette fjellet for å unngå store sprang i overflaten og dekke skarpe kanter som kan skade membranen. For det andre skal sprøytebetongen fungere som feste for beskyttelsesduk og membran ved at det skytes fast rondeller som membranen senere sveises fast til.
Tykkelse på sprøytebetong avhenger av fjelloverflatens jevnhet. For å få skutt fast rondellene kreves det minimum 5 cm sprøytebetong. På dette prosjektet ligger gjennomsnittlig tykkelse på ca. 15 cm.

På Vestbanekrysset er det benyttet en 3 mm tykk PVC membran. Membranen leveres i ca. 2 m brede ruller hvor lengden på hver enkelt rull er tilpasset tverrsnittet i tunnelen.
Membran og beskyttelsesduk ble først lagt ut på avrettet såle og ført opp ca. 1 m over framtidig sålestøp i hele tunnelenes lengde. Så fulgte utstøpning av såle. Sålen består av en 30 cm tykk, uarmert betong lagt direkte på membran. Etter at sålestøpen var ferdig startet montering av membran i hvelv.

1. Råsprengt fjelloverflate
2. Avretting med sprøytebetong
3. Drenasje/beskyttelsesduk
4. **PVC membran**
5. Betongutforing
6. Festerondell for PVC duk

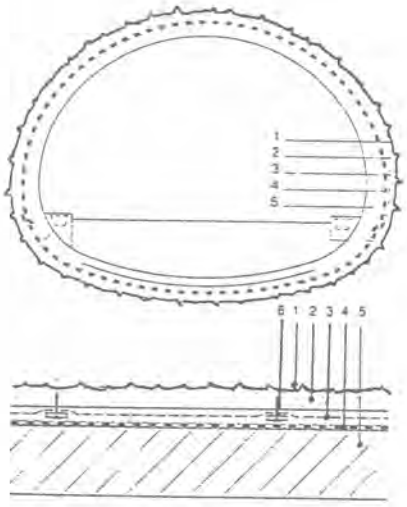


Fig.8 Oppbygging av vanntetting med membran

Først skytes fiberduken fast til sprøytebetongen samtidig med festerondeller for membran. Denne duken skal beskytte membranen mot skader ved at den blir liggende mellom membran og den ru overflaten til sprøytebetongen. I tunneler med drenert løsning fungerer fiberduken som et permanent drensjikt, mens den i dette tilfellet fungerte som drenssjikt i anleggsfasen og hindret oppbygging av vanntrykk før betongutforingen var etablert.

Membranen festes til fastskutte rondeller i sprøytebetongen ved hjelp av varmluftssveising. Etter at membranen er montert opp sveises flakene sammen med en spesiell sveisemaskin. Denne sveisemaskinen lager to paralelle sveiser med en ca. 10 mm bred lomme mellom. Sveisen kan deretter kontrolleres ved å sette trykkluft på lommen og måle trykkfallet over en viss tid. Alle dobbeltsveiser på Vestbanekrysset er kontrollert på denne måten. Prinsipp for testing av dobbeltsveis er vist på fig.9.

Enkelte sveiser kunne imidlertid ikke sveises med sveisemaskin som ga dobbelt sveis. Dette gjaldt blant annet i krysningspunktene mellom langsgående sammenføyning av membran i såle og vegg og de tversgående skjøtene mellom flakene. Disse skjøtene måtte håndsveises med varmluftpistol og testes ved hjelp av en vakumkopp som ble montert over skjøten.
Etter at montering av membran var kommet godt i gang, startet utstøpningen av hvelvet. Dimmensjonerende tykkelse på betonghvelv er 30 cm, og det viste seg nødvendig med en enkel nettarmering i heng for å hindre nedbøyning av hvelvet.

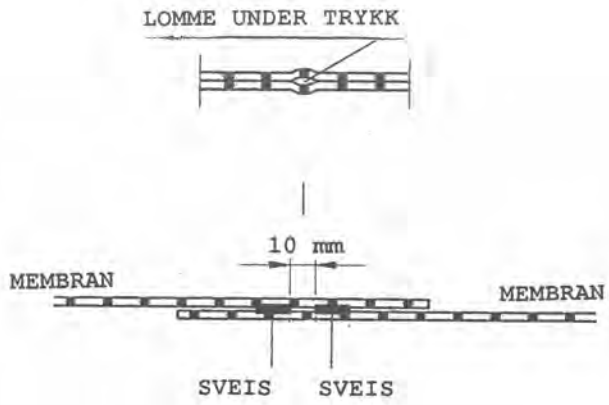


Fig.9 Prinsipp for testing av dobbeltsveis

For å hindre hulrom mellom membran og støp i heng la man inn en injeksjonsslange for oppfylling umiddelbart etter at støpen var avsluttet.

Selv med svært forsiktig håndtering ved oppsetting av PVC membran og streng kontroll på de etterfølgende arbeidene, kunne det av og til oppstå skader på membranen som førte til lekkasjer. Vi var spesiellt bekymret for membran i heng pga. nettarmeringen som skulle inn der. Membrantverrsnittet ble derfor seksjonert med tre langsgående fugebånd i hhv. høyre og venstre vegg og midt i heng samt et fugebånd rundt hele tverrsnittet for hver 10. meter. Etter utstøpning danner fugebåndene lukkede celler som begrenser eventuelle innlekkasjer. I hver celle er det montert tre langsgående injeksjonsslanger. Disse injeksjonsslangene benyttes ved tetting av celler hvor det har oppstått lekkasjer.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

DIGITALE TERRENGMODELLER I PLANLEGGING AV STEINBRUDD OG STORE FYLLINGER

Digital Terrain Models in Planning of Rock Quarries and Large Fills

Roar Bardal, Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTH

SAMMENDRAG

Planlegging av steinbrudd er ofte et kompromiss mellom lavest mulig kostnader til steinproduksjon og -transport kontra sikkerhetsmessige og landskapsmessige hensyn. Å finne optimal løsning mht. økonomi, drift, plassering og utforming har tidligere vært en svært arbeidskrevende prosess. Ved å benytte digitale tredimensjonale terrengmodeller i planlegging og drift av steinbrudd og store fyllinger, kan vi enkelt og raskt finne den løsningen som best ivaretar alle hensyn og interesser.

Det ligger samtidig store gevinster i å utnytte dette dataverktøyet ytterligere, spesielt i bygge- og driftsfasen.

Bygg- og anleggsmiljøet må bli flinkere til å dra nytte av fordelene som ligger bruk av digitale tredimensjonale terrengmodeller.

SUMMARY

Planning of rock quarries is often a compromise between gaining the lowest possible cost for production and transport of the rock, held against the security and environment of the project. Finding the optimum solution for both economy, operation, design and location of the quarry was earlier a very time-consuming process. Digital three-dimensional terrain models for planning and operation of rock quarries and large fills give us a better and easier method for finding the solution which satisfies all interest groups.

There are good profits in further utilization of digital terrain models, especially in the construction and operation stage of the project.

The building and construction industry should be more conscious about the advantages in using digital terrain models.

0. Innledning

Institutt for bygg- og anleggsteknikk - NTH (Institutt for anleggsdrift til januar 1992) sørger for kontinuerlig oppdatering av kunnskaper og kompetanse innen fagområdet anleggsteknikk, både av hensyn til undervisninga på NTH og for å bistå fagmiljøet (byggherre, konsulent, entreprenør o.a.).

Vår prosjektrapportserie ajourføres jevnlig, og årlig utkommer fem til ti nye rapporter. Prosjektpakken om anleggsdrift over jord vil bestå av følgende rapporter:

11-90	PALLBORING Ytelse og kostnad
12A-92	***STEINBRUDD Plassering og utforming*** (under utarbeiding)
12B-92	STEINBRUDD Pallsprengning (under utarbeiding)
12C-92	STEINBRUDD Lasting
12D-92	STEINBRUDD Transport (under utarbeiding)
14A-92	FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK Sprengning med restriksjoner
14B-92	FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK Sprengningsplaner over jord (under utarbeiding)
15A-92	ANLEGGSMASKINER Kostnad, ytelse og driftskontroll
15B-92	ANLEGGSMASKINER Kostnadsregning
18-92	KNUSING AV STEIN TIL ANLEGGSFORMÅL
20-93	MASSETRANSPORT MED LASTEBIL Kapasitet og kostnad

1. Hvorfor data/digitale terrengmodeller?

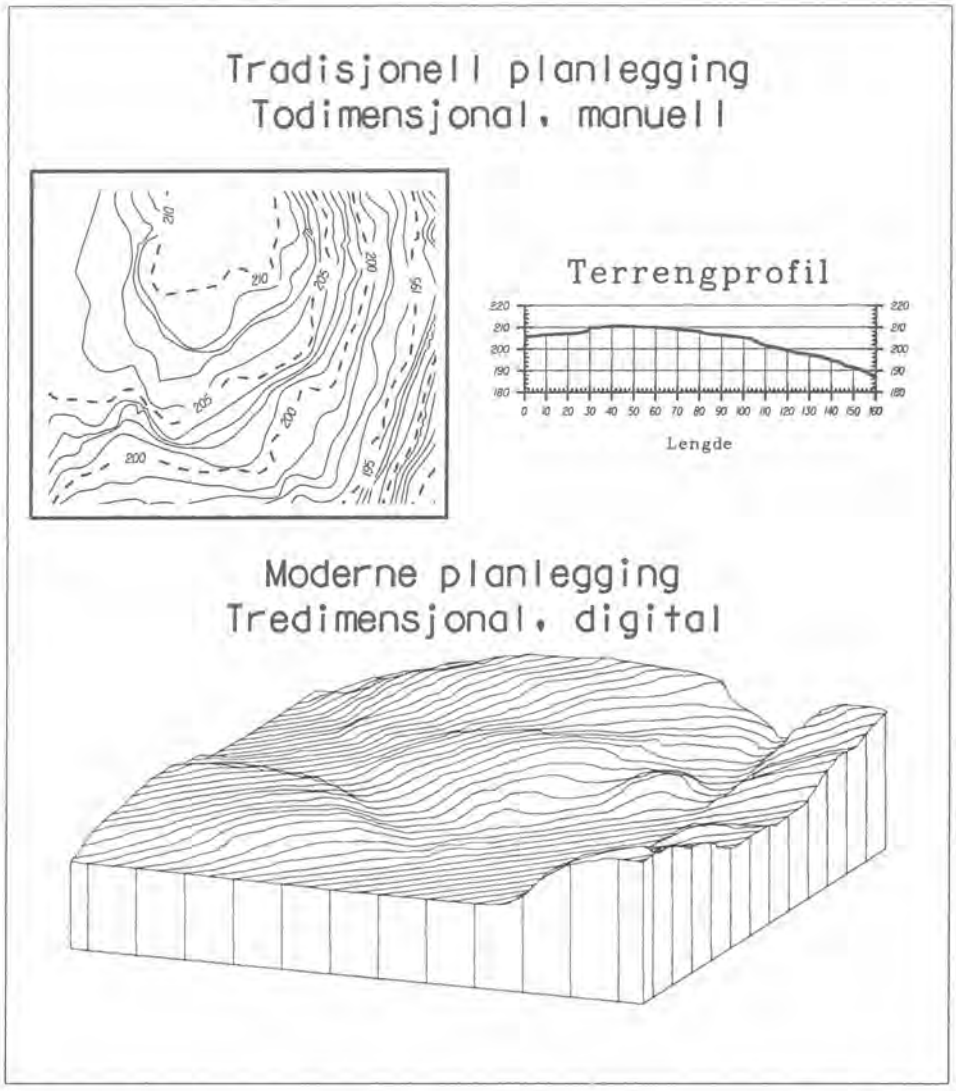
Det blir stadig viktigere å presentere et prosjekt på en god måte når det legges fram for beslutningstaker og andre interessenter. For å få klarsignal fra eiere og investorer, er det ikke nok å gi framdrifts- og produksjonsplan og økonomisk oversikt for prosjektet. En god presentasjon er minst like viktig.

Krav til framlegging av produksjonsplan og konsekvensanalyse blir mer og mer vanlig, og blir snart påkrevd i alle utbygginger av en viss størrelse. For steinbrudd f.eks. vil myndighetene kreve egne konsekvensanalyser, med utredninger om naturinngrep, landskapstilpasning og miljøkonsekvenser.

Tidligere planlegging og utredning har vært basert på to-dimensjonale kart og profiler. Alternativsvurderinger er gjerne utført på matpapir/folie dersom flere alternativ skal illustreres med samme skisse. Arbeidet blir svært møysommelig og rutinepreget, med uendelige omgjøringer og retusjeringer. Faren for ikke å finne optimal løsning pga. arbeidssomme metoder er stor.

Ved å anvende data i planlegging, er mye av det rutinemessige arbeidet forsvunnet. Når først ett alternativ er innlagt, kan nye forslag hurtig legges fram vha. de digitale data som alt er produsert i første omgang.

Bruk av data og digitale terrengmodeller gir ikke nødvendigvis besparelse i total mengde arbeid, men det har forenklet og forbedret planarbeidet betraktelig. Det er nå mulig å bearbeide langt flere alternativer for vurdering og beslutning enn før.



Moderne planleggingsmetoder basert på digitale tredimensjonale terrengmodeller, har rasjonalisert og forbedret planarbeidet betraktelig.

2. Institutt for bygg- og anleggsteknikk / digitale terrengmodeller:

Steinbruddsplanlegging har alltid vært viktig innen fagområdet anleggsteknikk. Tidligere teknikker for å finne optimal plassering og drift av steinbrudd har vært gode, tradisjonelle metoder som befaringer i felten, karttyding og manuell uttegning av profiler og volumberegning. Ved flere prosjekter har vi konstruert egne fysiske terrengmodeller.

- - -

I 1988 vedtok Stortinget å bygge ut ny hovedflyplass for Østlandet på Hurum. Institutt for anleggsdrift ble engasjert for å bistå med anleggstekniske og flyoperative vurderinger forbundet med utbyggingen. Masseflyttingen på Hurum ville bli meget omfattende, og en tilfredsstillende masse-og kostnadsoptimalisering av ulike løsninger var nærmest umulig med de ressursene som forelå.

Flere program for volumberegning basert på digitale terrengmodeller ble evaluert. Noen modeller var avhengige av å ha innmålte terrengprofiler for å fungere. Vi ønsket en modell som kunne behandle vilkårlige punktskyer med terrengdata.

Valget falt til slutt på et amerikansk produkt - levert av Intergraph. Intergraph leverte også datamaskinene som var nødvendige for å anvende programvaren. I tillegg anskaffet vi både DAK (data-assistert konstruksjon/tegning) og visualiseringsverktøy fra samme firma.

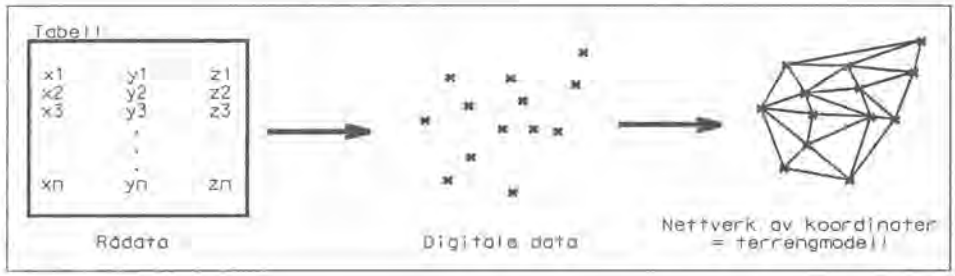
Terrengmodellene på Hurum inneholdt voldsomme datamengder (opptil flere hundre tusen punkt, > 20 MB). Vi var vel på en måte pionerer i Europa når det gjaldt å bruke digitale terrengmodeller av en slik størrelse. Etter en innkjøringsperiode ble vi operative og i full drift i løpet av 1988. På det meste ble over hundre ulike plasseringer av flyplassen masseberegnet pr. dag.

Tidlig fant vi ytterligere anvendelser for data-hjelpemidlene. Blant flere prosjekt kan nevnes hoppanlegget i Granåsen, som skal benyttes under VM på ski i Trondheim i 1997. Her er terrengmodellen benyttet til å finne optimal plassering av hoppbakkene med bakgrunn i bl.a. volumberegning, økonomi, vindskjerming, landskapstilpasning og terrenginngrep.

Siden 1988 har vi stadig fornyet maskin- og programvaren i takt med utviklingen. I dag benytter vi PC'er og moderne, kraftige arbeidsstasjoner.

3. Tredimensjonale terrengmodeller

Digitale tredimensjonale terrengmodeller består av digitale data (dvs. de kan behandles av datamaskin) med tredimensjonale koordinater (xyz). Disse kan gjerne være på en enkel form, f.eks. som tre kolonner med tall for x, y og z. Terrengmodellen blir anvendelig først når alle punkt er bundet sammen i et nett. Hvert punkt danner da ett hjørne i et tredimensjonalt triangel. Modellen gjør det mulig å utforme nytt terreng og volumberegne og visualisere ulike løsninger. Dersom det også knyttes ulike egenskaper til terrengmodellen, får vi det vi kaller et GIS-system (geografisk informasjonssystem).



Digitale terrengmodeller er bygd opp som ett nettverk av tredimensjonale koordinater.

4. Datafangst

Ulike muligheter og format eksisterer for å skaffe data til terrengmodellen.

Gamle kart (først og fremst i M=1:1000) blir stadig fornyet på digitalt format. Leverandører er kommunale etater, Fjellanger Widerøe, Statens Kartverk o.a. Ferdige digitale kart leveres med spesielle koder som beskriver de ulike punkttypene. Det er imidlertid langt igjen til vi har tilstrekkelig dekning av ferdige digitale kart, sjøl i bystrøk.

Andre muligheter for datafangst er:

Landmåling i felten. Dette er den mest nøyaktige metoden, men den er svært arbeidskrevende. Det er vanlig å måle 1000-5000 punkt per dag. Totalstasjon med målebok og program som automatisk bearbeider data, har rasjonalisert datafangsten betydelig.

Digitalisering av eksisterende kart på digitaliseringsbord. Dette er også en arbeidsom metode - ett til to kartblad pr. dag er vanlig.

Skanning av eksisterende papirkart med påfølgende manuell eller halvautomatisk digitalisering (vektorisering) av rasterdata. Hittil har dette vært den mest effektive metoden for konstruksjon av digitale terrengmodeller.

Digital kartproduksjon vha. stereo flyfoto. Hittil har en halvautomatisk metode som krever store spesialmaskiner (autografer o.l.) vært det vanlige. En tilnærmet helautomatisk metode finnes omsider. Her ligger digitale flyfoto inne på dataskjermen og tolkes tredimensjonalt vha. av stereobriller og dataprogram. Denne teknikken er meget rasjonell og gir god nøyaktighet. Metoden krever spesialmaskiner.

5. Steinbrudd

Bruk av digitale terrengmodeller i steinbruddsplanlegging kan deles inn i fire hovedområder:

- Plassering og utforming
- Sprengningsteknikk
- Produksjon og kostnader
- Presentasjon og visualisering

Plassering og utforming

Lokalisering av steinbruddet bestemmes vanligvis av hva det ferdige produktet skal benyttes til. Kvaliteter og uttaksfelt må kartlegges. Dette er en ren anleggsteknisk og geologisk betraktning. Plassering av steinbruddet henger dessuten nøye sammen med tilpasning til omkringliggende terreng og landskap. Muligheter for atkomst har også betydning. For å redusere innsyn til bruddet, er det en fordel at det skjermes bak åser og terrengformasjoner.

Eksempel: Dam Storglomvatn - Svartisen II; 5,3 mill dm³.

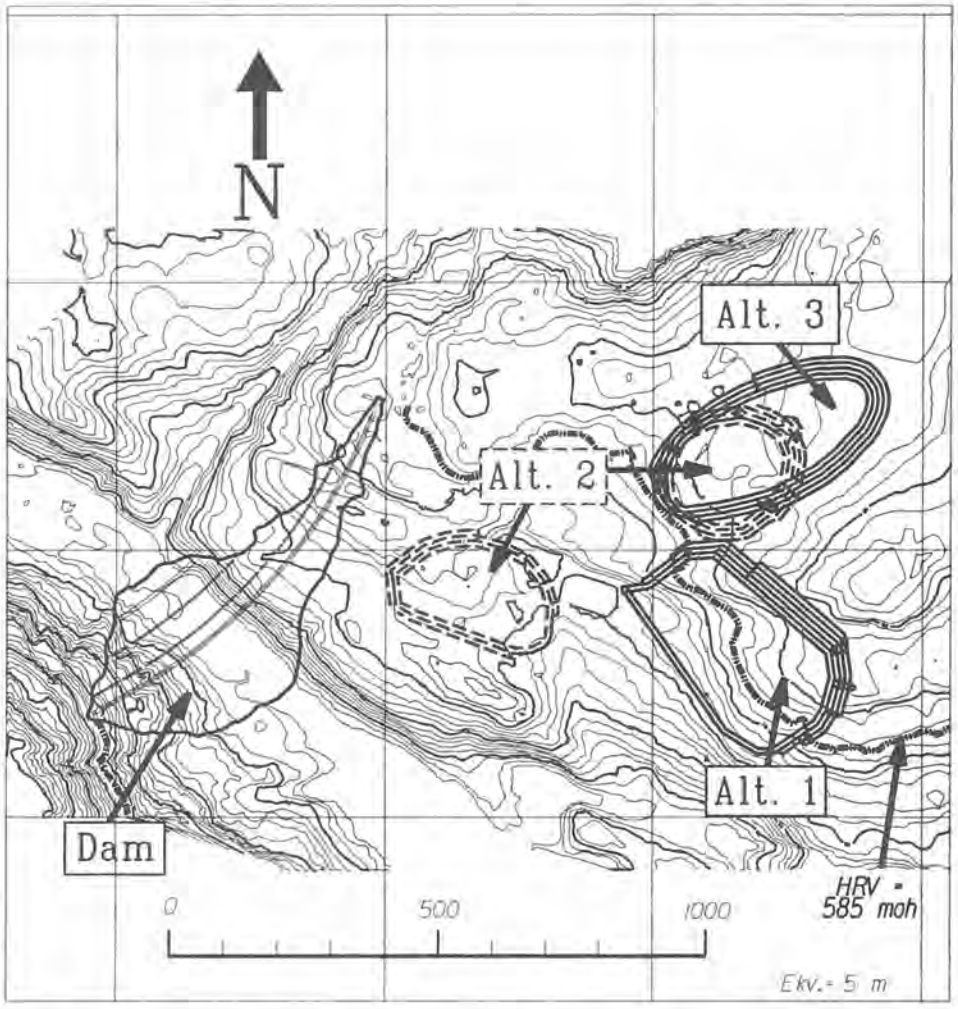
I forbindelse med utbygginga av Svartisen trinn II, har vi benyttet digital terrengmodell i planlegging av bl.a. steinbruddsdrift og massetransport.

Steinbruddet var i utgangspunktet lagt under HRV (høgste regulerte vannstand) i sin helhet. Dette er uøkonomisk pga. de store verdiene vatnet representerer i et flerårsmagasin som Storglomvatnet. Magasinet er sjelden helt fullt. Med en bruddkant f.eks. 10 m under HRV, vil den likevel bli synlig store deler av året. Dersom bruddet ligger under HRV i sin helhet, må dammen bygges ferdig i god tid før magasinet er helt fullt, da bruddet må evakueres når vatnet når kanten. Dette medfører store rentetap eller dårlig vannhusholdning. (Sagt på en annen måte: Vi kunne ventet med dam-byggin-ga).

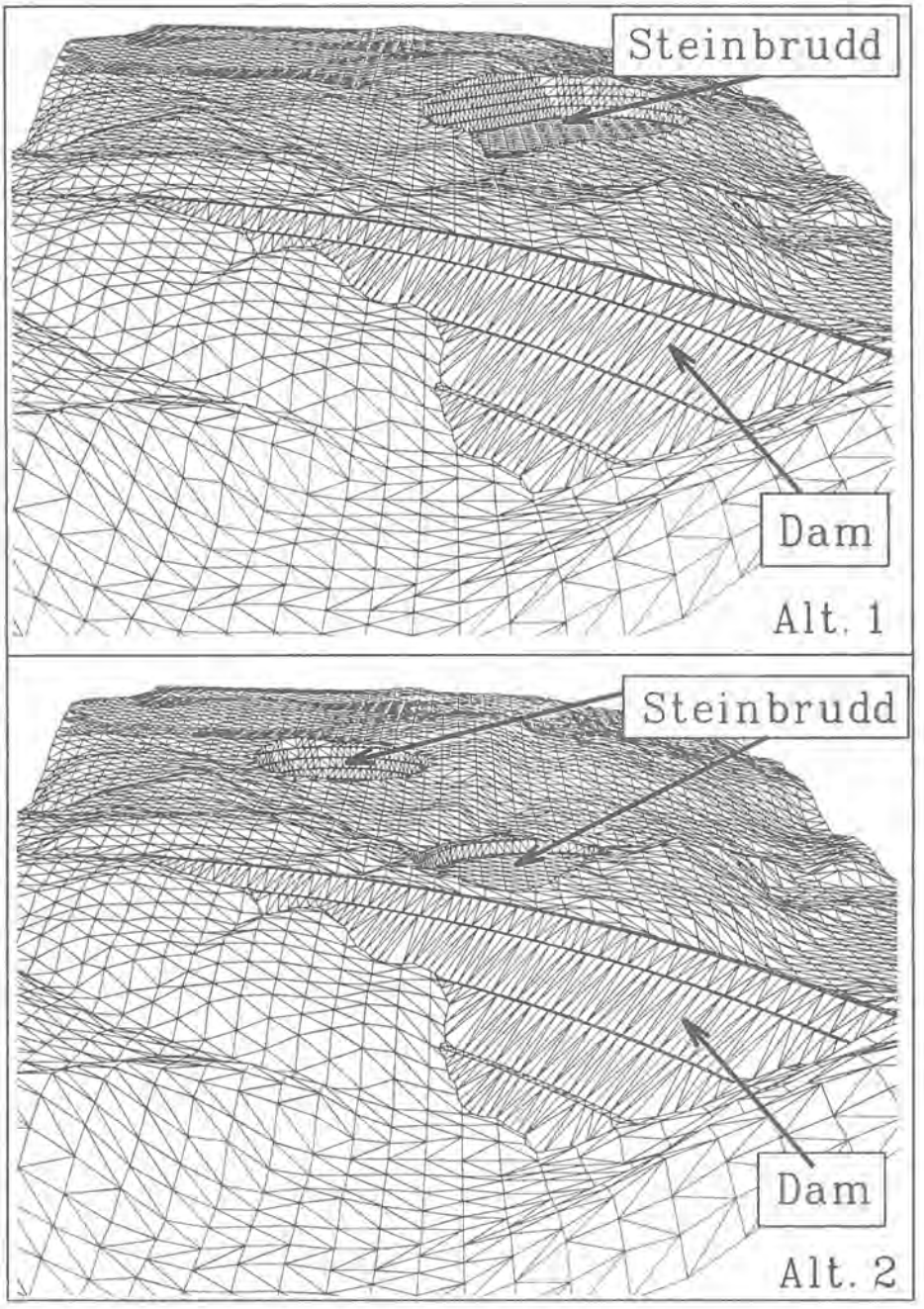
Mange alternative plasseringer er vurdert, både økonomisk og landskapsmessig, før endelig valg er tatt. Noen av disse alternativene er vist på figur 5.1 og 5.2. Endelig løsning er vist på figur 5.3.

Bruddet er utformet i detalj i terrengmodellen, for tilpasning og tilrettelegging til lokale terrengformasjoner. Bruddet er et kraterbrudd, og har fått en mjuk og helhetlig skålform som glir godt inn i landskapet. Dets sjølstendige form er klart atskilt fra dammen.

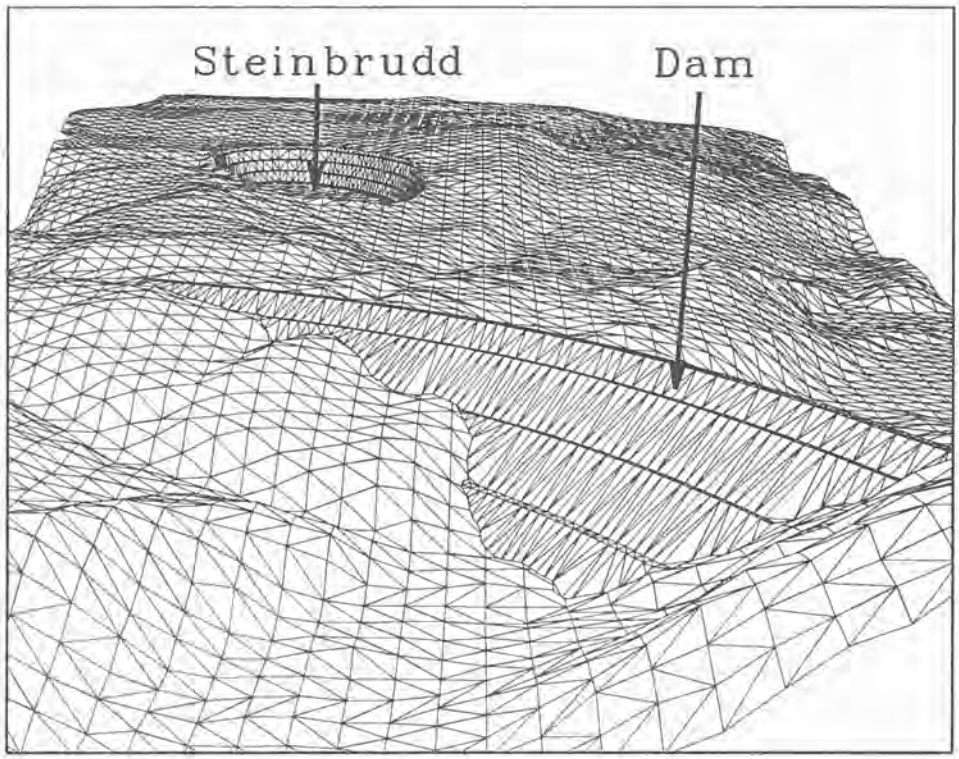
Terskelen i utløpet av bruddet ligger like under HRV. Ved første gangs oppfylling vil vatnet sige inn i bruddkrateret. Når magasinet tappes ned, hindrer terskelen at bruddet tømmes for vatn. Tilbake blir det et stort vannspeil - bruddet er blitt et tjern, et nytt og positivt landskapselement.



Figur 5.1 Oversiktskart dam Storglomvatn med alternative bruddplasseinger. Alternativ 3 er identisk med valgt løsning.



Figur 5.2 Perspektivskisser av alternative plasseringer av steinbrudd dam Storglomvatn.

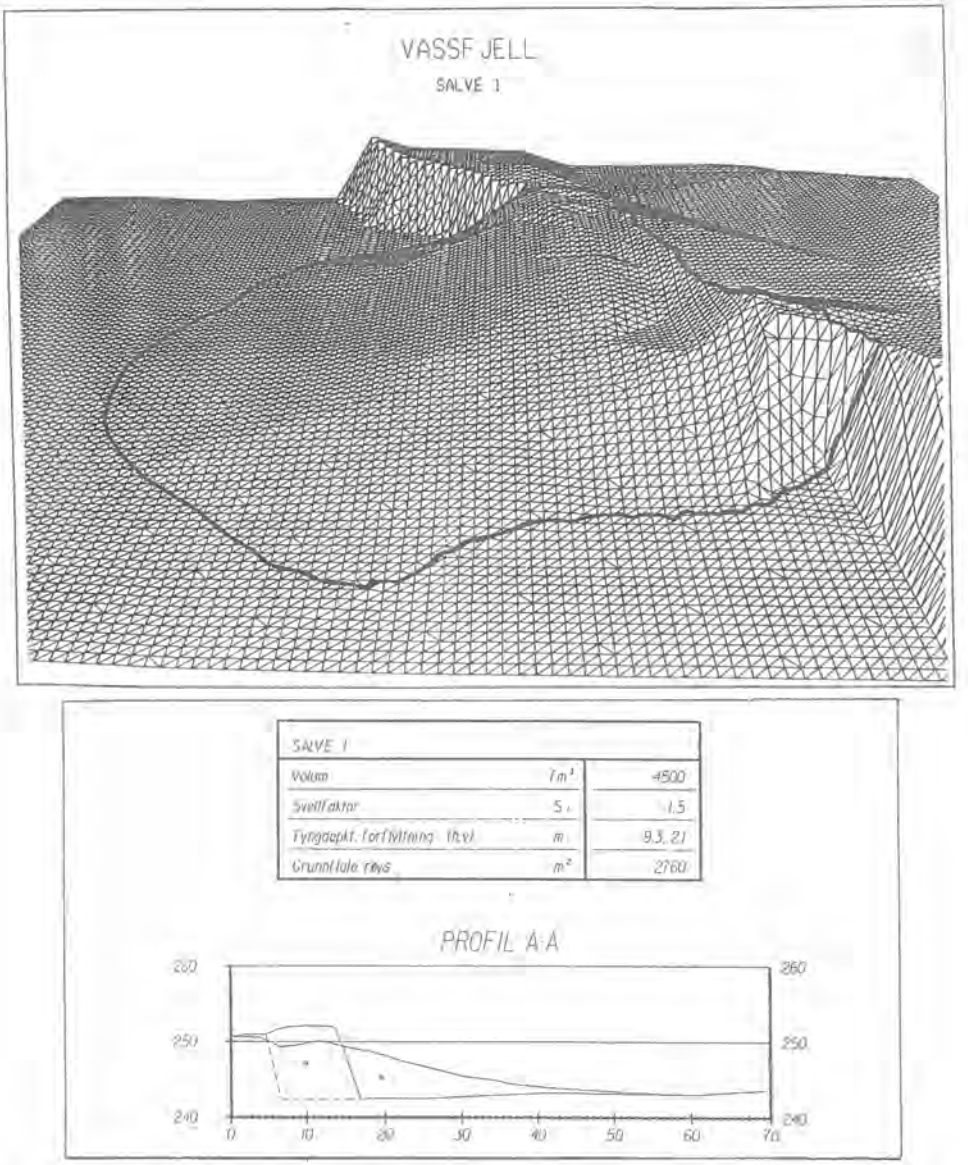


Figur 5.3 Valgt løsning av steinbrudd dam Storglomvatn.

Sprengningsteknikk

Digitale terrengmodeller kan også benyttes i rein sprengningsteknisk planlegging og forskning. Salvegeometri (pallhøgde, hullengde, bormønster, ladeplan osv.) og oppsprekking framstilles tredimensjonalt før salva påbegynnes. Røysprofil måles inn og analyseres etter ferdig sprengning. Svellefaktor og framkast beregnes. Fragmentering og oppsprekking tolkes ut fra modell og foto/video (automatisk bildebehandling/video direkte på dataskjermen). Kombinasjonen terrengmodell/foto/video gir oss et kraftig verktøy for å bringe forskning på anvendt sprengningsteknikk videre. Alle parametrene legges inn i vår modell for optimal sprengning og bidrar til å videreutvikle denne. Steinbruddsdriften kan på en enkel og rasjonell måte justeres undervegs, for optimalisering av sprengningsresultatet.

Figur 5.4 viser studier fra Vassfjell - Franzefoss Bruk. Her har vi bl.a. analysert fragmentering, røysprofil og framkast vha. video og terrengmodell.

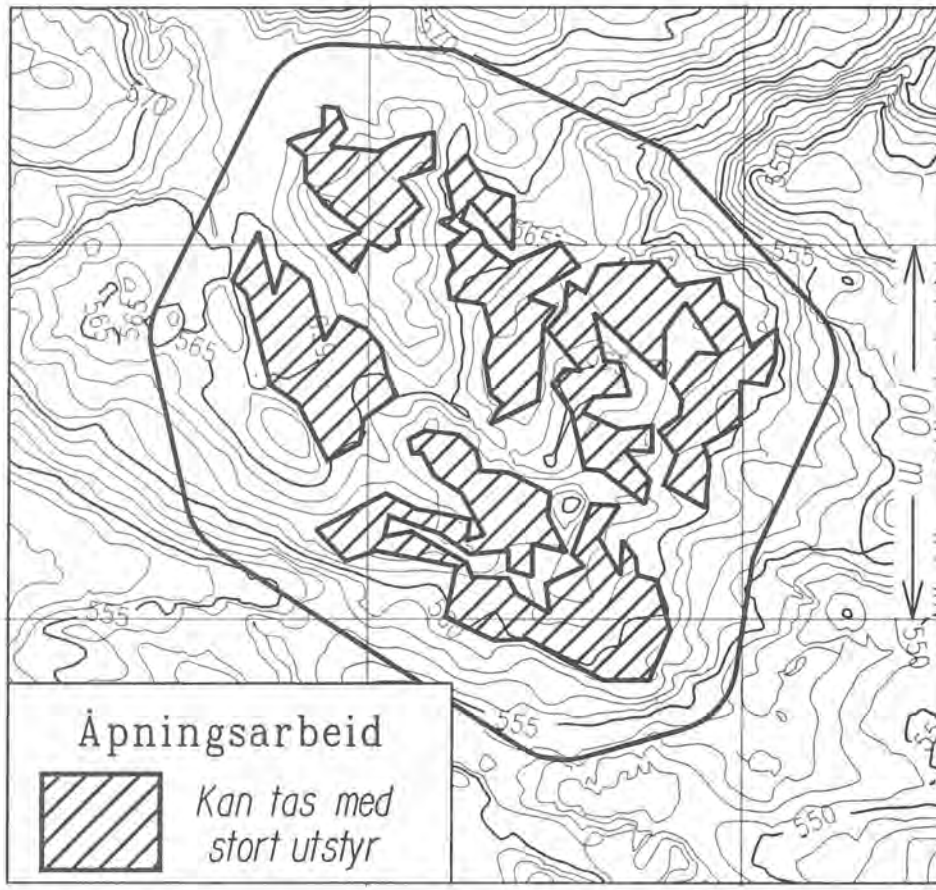


Figur 5.4 Digitale terrengmodeller anvendes også innen sprengningsteknisk planlegging og forskning. Opprinnelig pall og ferdig røys er oppmålt og lagt inn i terrengmodellen. Terrengmodellen gir framkast, røysprofil, tyngdepunktforflytning og svellefaktor. Sammen med digitale fragmenteringsundersøkelser og salvedata (f.eks. bormønster, sprengstoff, tennplan osv.) har vi en rasjonell metode for å forbedre våre kunnskaper innen moderne sprengningsteknikk.
Her resultater fra studier ved Franzefoss Bruk - Vassfjell.

Produksjon og kostnader

Framdriftsplaner illustreres effektivt vha. digitale terrengmodeller. Tredimensjonal visualisering av uttaksplanen gir en ny dimensjon til den daglige steinbruddsdrifta. Forandringer og tilpasninger oppdateres enkelt i modellen.

Også ved anleggsteknisk utforming av et brudd får vi hjelp av den digitale terrengmodellen. Volumberegning og profiluttegning bidrar til å bestemme pallhøgde og salvestørrelse. Åpningsarbeid og fordelingen mellom terrengpall og produksjonspall finnes enkelt for de ulike borriggene.

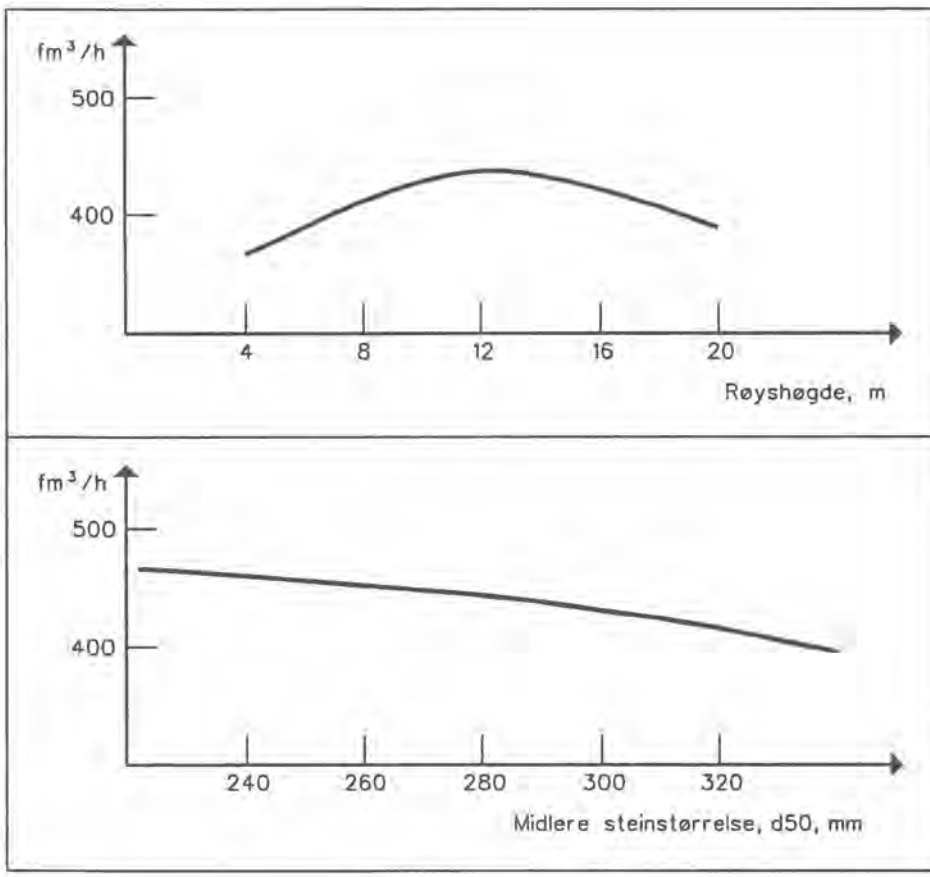


Figur 5.5 Ved åpningsarbeid i et steinbrudd må kupert terreng tas med lettere utstyr. Ved bruk av terrengmodellen, er det enkelt å analysere muligheten for å benytte stort og rasjonelt utstyr i åpningsarbeidet. Åpningsarbeidet volumberegnes og kostnadsberegnes for de ulike maskinstørrelsene.

Mangt skal vurderes før endelig kostnad for ferdig produkt er funnet. Optimal sprengning dreier seg ikke bare om bore- og sprengningskostnader, men også om lastekostnader (lastbarhet) og knusekostnader. Figur 5.6 viser brutto lastekapasitet for hjullaster avhengig av hhv. røysprofil (røyshøgde) og fragmentering.

Institutt for bygg- og anleggsteknikk har utviklet egne dataprogram som inngår i vår prosjektpakke for anleggsteknikk over jord. Programpakken er kalt "Store fyllinger". Her beregnes produksjon og kostnader for alle deler av anleggsdriften, fra boring og sprengning, via lasting og transport til utlegging i fylling. Alternativsvurdering og kostnadsoptimalisering er rasjonalisert vesentlig, når våre dataprogram kan mates med data fra digitale terrengmodeller.

Steinbrudd - presentasjon og visualisering er omtalt under kapittel 8.



Figur 5.6 Brutto lastekapasitet 90 tonns hjullaster som funksjon av røyshøgde (øverst) og fragmentering (nederst).

6. Masseflytting

Digitale terrengmodeller er til god hjelp ved styring og kontroll av store masseflyttingsjobber. Arbeidet kan simuleres på planleggingsstadiet, og under utbygginga kan oppfylling raskt sammenholdes med stipulert framdrift.

Samtlige utstikkingsdata hentes fra terrengmodellen og anvendes direkte i totalstasjon ute i felten. Likeså gir terrengmodellen rapporter og profiler som benyttes som anbudsgrunnlag og i oppgjør.

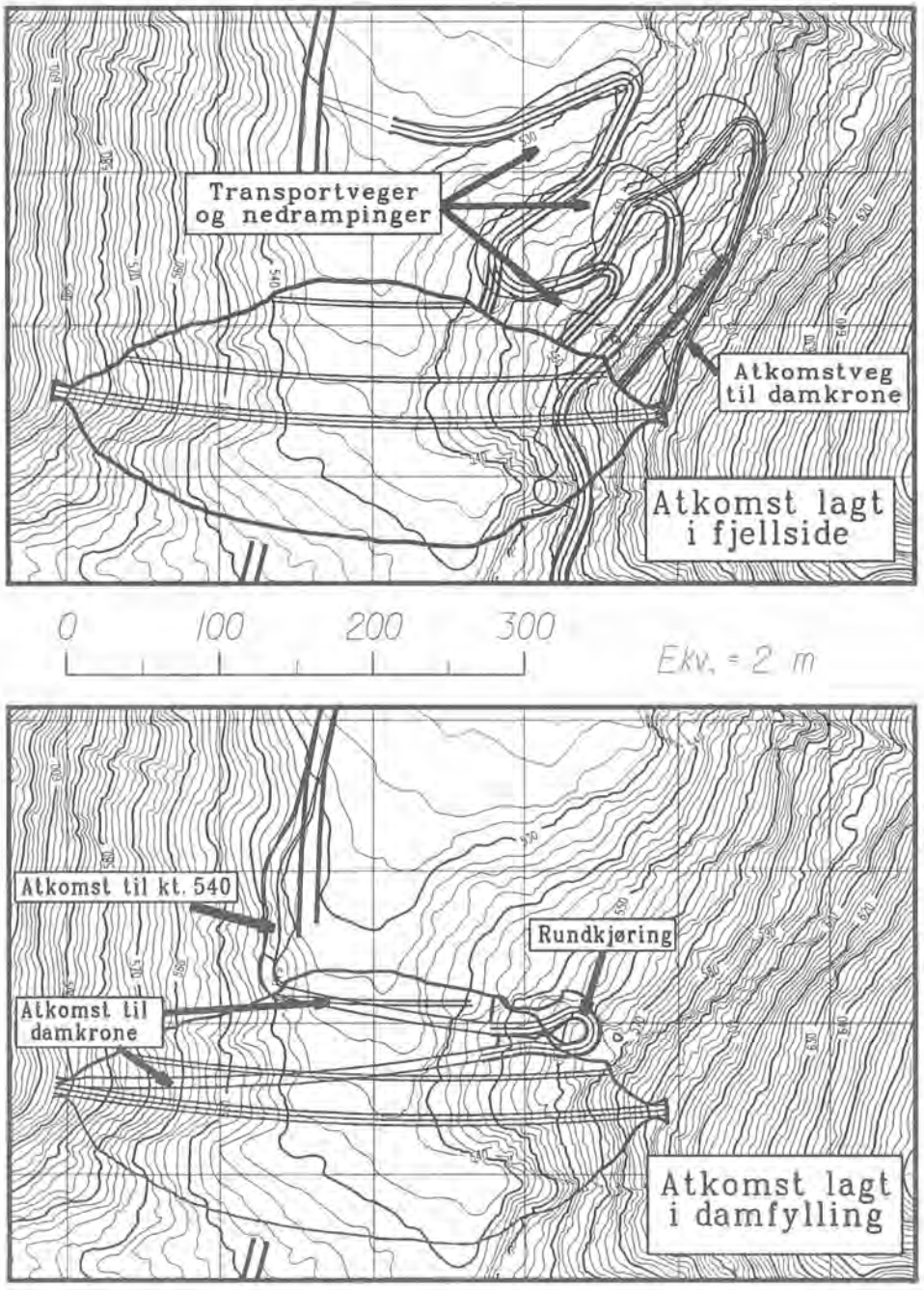
På den nye flyplassen i Hong Kong foregår dette på en enda mer avansert måte. 60 mill. m^3 fjell skal sprenges bort og fylles ut i havet. Hele flyplassområdet er lagt inn i en digital terrengmodell (forøvrig samme type som vår). Det kompliserte masseutskiftings- og transportprogrammet er planlagt i detalj vha. modellen. Hver uke under utbyggingen tas flyfoto over området, som tolkes tredimensjonalt direkte på dataskjermen (omtalt i kapittel 4) og legges inn i terrengmodellen. Framdriften kontrolleres kontinuerlig opp mot kalkylene.

Masseflytting er en vesentlig del av enhver anleggsdrift. Digitale terrengmodeller er som skapt for å vurdere alternative transportveger. Transportkostnadene avhenger av bl.a. transportdistanse, geometriske forhold (stigningsforhold og kurver), kjørebane og vektklasse på maskinen. Transportdistanse, stigningsforhold og nødvendig masse i veglinja for ulike alternative transportveger tas fra terrengmodellen. Dermed finner vi raskt det billigste alternativet.

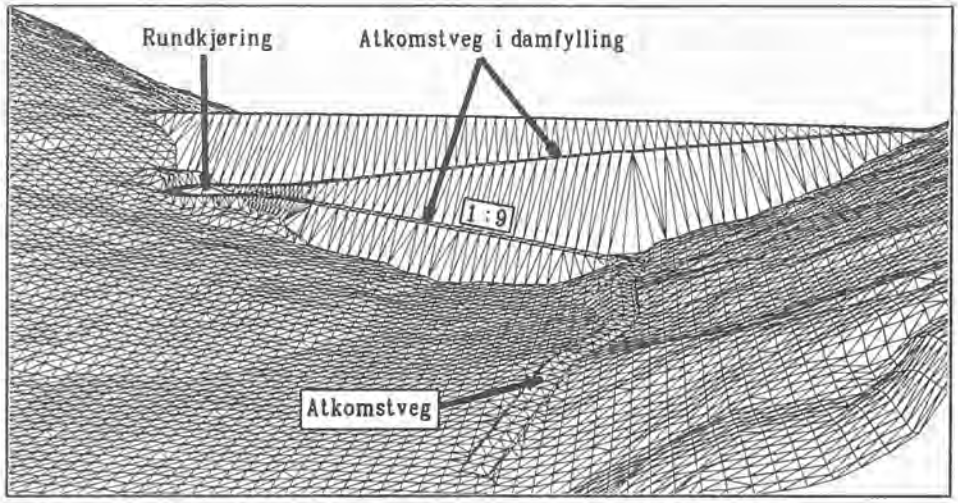
I tillegg må det tas hensyn til plassering og tilpasning i landskapet. Figur 6.1 og 6.2 viser en fyllingsdam med ulike forslag til transportveger opp til dammen. Ett alternativ ligger i fjellsiden nedstrøms for dammen, delvis på fylling, delvis i skjæring. Etterhvert som dambyggingen skrider fram, må det bygges stadig nye atkomster til damkroppen. Et annet forslag går ut på å legge atkomsten i sjølve damfyllinga nedstrøms. Dermed vil dammen mates kontinuerlig på et hvert nivå, og inngrepene øst for dammen unngås. Dette kan også gi en økonomisk gevinst i form av lavere driftskostnader (enklere drift grunnet bedre atkomst i dammen).

Figur 6.3 viser transportkapasitet og -kostnad for en 77 tonns truck avhengig av transportlengde og stigningsforhold på vegen. Vha. digital terrengmodell og programpakken "Store fyllinger" utviklet av Institutt for bygg- og anleggsteknikk, kan mange alternative maskinkombinasjoner og transporttraséer kalkuleres på et minimum av tid.

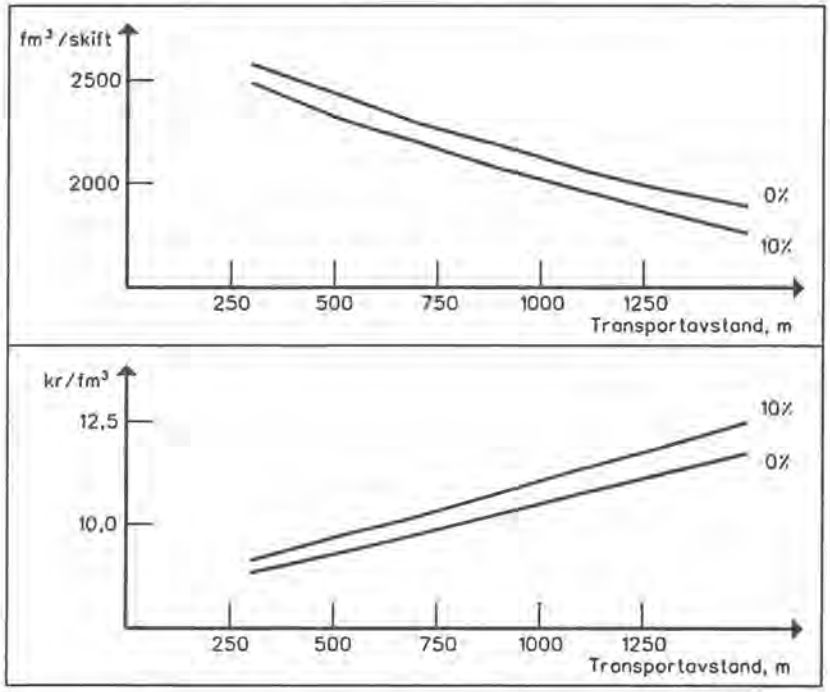
Figur 6.4 viser kart og profil av alternative transporttraséer for dam Storglomvatn. Eksisterende trase går helt ned i dalen, for så å ta seg opp i dalsiden og inn i dammen. En alternativ transportveg for innfylling i dammen vurderes. Traseen legges inn i terrengmodellen med ønsket geometri og bredde. Den nye trasen er mye kortere og går direkte inn i dammen fra nord, uten ekstra løftehøgde. Trasé 2 volumberegnes og kostnadsberegnes. Summen av beregnet transportkostnad og byggekostnad for selve vegen gir grunnlag for å velge gunstigste trase.



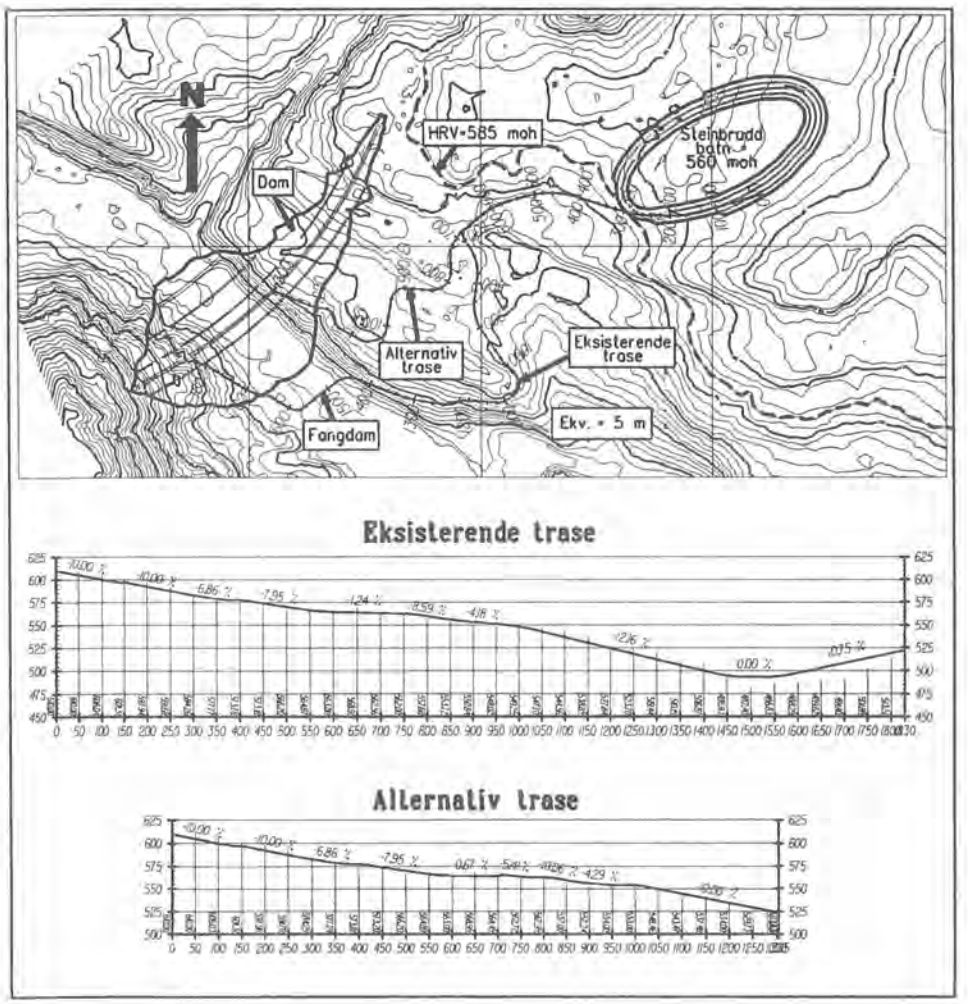
Figur 6.1 Kart med alternative atkomster til dam.



Figur 6.2 Perspektivskisse med atkomst lagt i damfyllinga.



Figur 6.3 Transportkapasitet og -kostnad for 77 tonns truck avhengig av transportdistanse og stigningsforhold.



Figur 6.4 Alternative transporttraséer dam Storglomvatn.
Figur 6.3 viser at transportkostnaden for den alternative traseen naturligvis blir lavere enn for opprinnelig trase. Summen av byggekostnad for selve vegen og beregnet transportkostnad er med og bestemmer gunstigste trase.

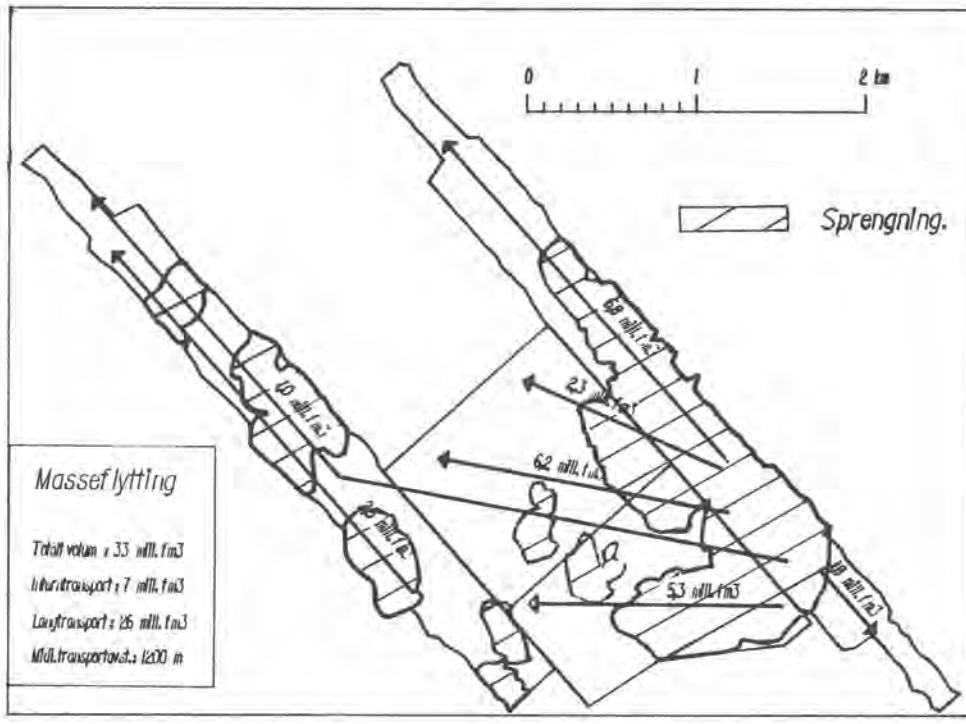
7. Masseoptimalisering

Massebalanse er ofte i seg selv et mål. Vanligvis gir dette laveste kostnad for et prosjekt. Imidlertid er det ikke alltid slik. Alle m^3 masse koster ikke like mye, bl.a. varierer sprengningskostnadene og transportkostnadene. Derfor kan det være vel så gunstig å ta stein fra sidetak eller legge masse i deponi.

For de største masseflyttingsprosjektene de siste årene - flyplass på Hurum, Gaupesteinåsen og Hobøl, ga ikke lokal massebalanse nødvendigvis kostnadsoptimalisering. Flytting av 20 til 60 mill. fm^3 stein krevde et særdeles gjennomtenkt system for massetransport. Foruten å beregne masseoverskudd og masseunderskudd, måtte vi også ta hensyn til transportvegen fra skjæring til fylling.

Våre dataprogrammer for kostnadsregning av arbeid over jord ble matet med data fra digitale modeller av de ulike alternative plasseringene. Hver kubikkmeter stein ble øremerket og lagt på rett plass. Riktig plass ble bestemt ved kostnadsoptimalisering.

Figur 7.1 viser eksempel på masseflytting på Oslo Hovedflyplass - Gaupesteinåsen.



Figur 7.1 Masseflytting Oslo Hovedflyplass - Gaupesteinåsen.
Totalt 33 mill. fm^3 må sprenges bort og legges ut i kvalitetsfylling.

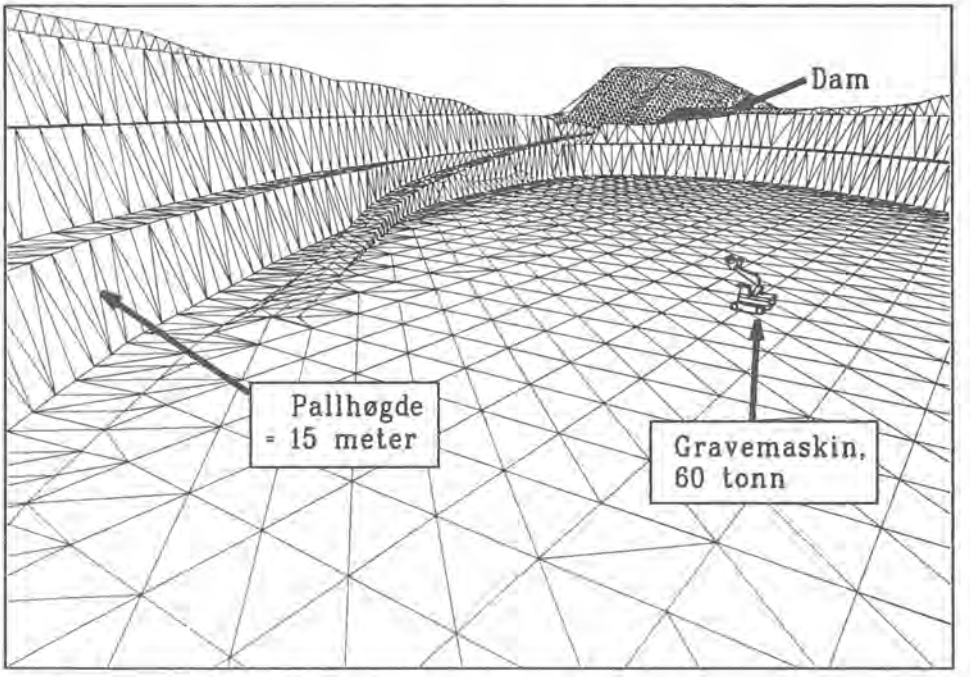
8. Presentasjon og visualisering

Planer kan selvfølgelig framstilles på tradisjonell måte, med kart og profiler med tilhørende beskrivelse. Det er imidlertid ikke alle som forstår og tyder dette like godt. For å visualisere planer og inngrep, er det gunstig å vise ulike stadier i utbygginga fra forskjellige ståsted og vinkler. Vha. terrengmodell og visualiseringsverktøy kan vi presentere prosjektet med alle mulige plasseringer og utforminger. Dermed kan vi vise hvordan f.eks. en dam eller et steinbrudd vil se ut fra ulike utgangspunkt.

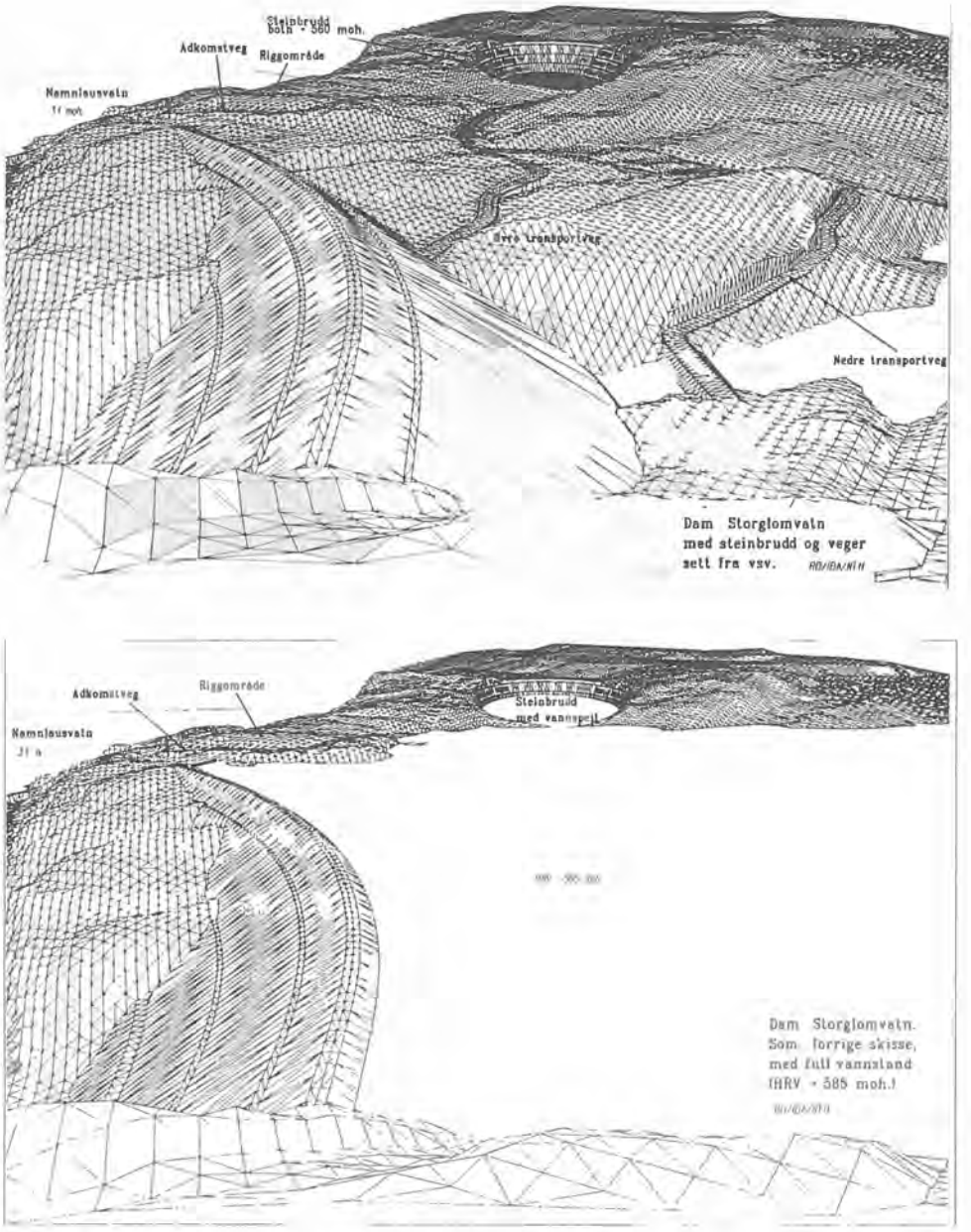
Dette notatet viser eksempler på presentasjoner av steinbrudd og store fyllinger vha. tredimensjonale trådmodeller. Det finnes imidlertid langt mer avanserte former for visualisering. Terrengflater kan fylles og datamodellen trer dermed fram som et virkelig terreng. Vi kan legge inn trær, hus, biler ol. for å få modellen mer levende. Det beste resultatet oppnås ved såkalt fotomontasje. Det ferdige terrenget legges inn på et vanlig foto. Hele prosessen skjer digitalt. Bedre presentasjon av et prosjekt kan man vanskelig få!

Figur 8.1 viser steinbruddet for dam Storglomvatn, sett fra innsida. Figur 8.2 illustrerer bruddet fra damkrona i vest. Figur 8.3 viser et annet brudd med dagens situasjon og med endelig bruddutforming.

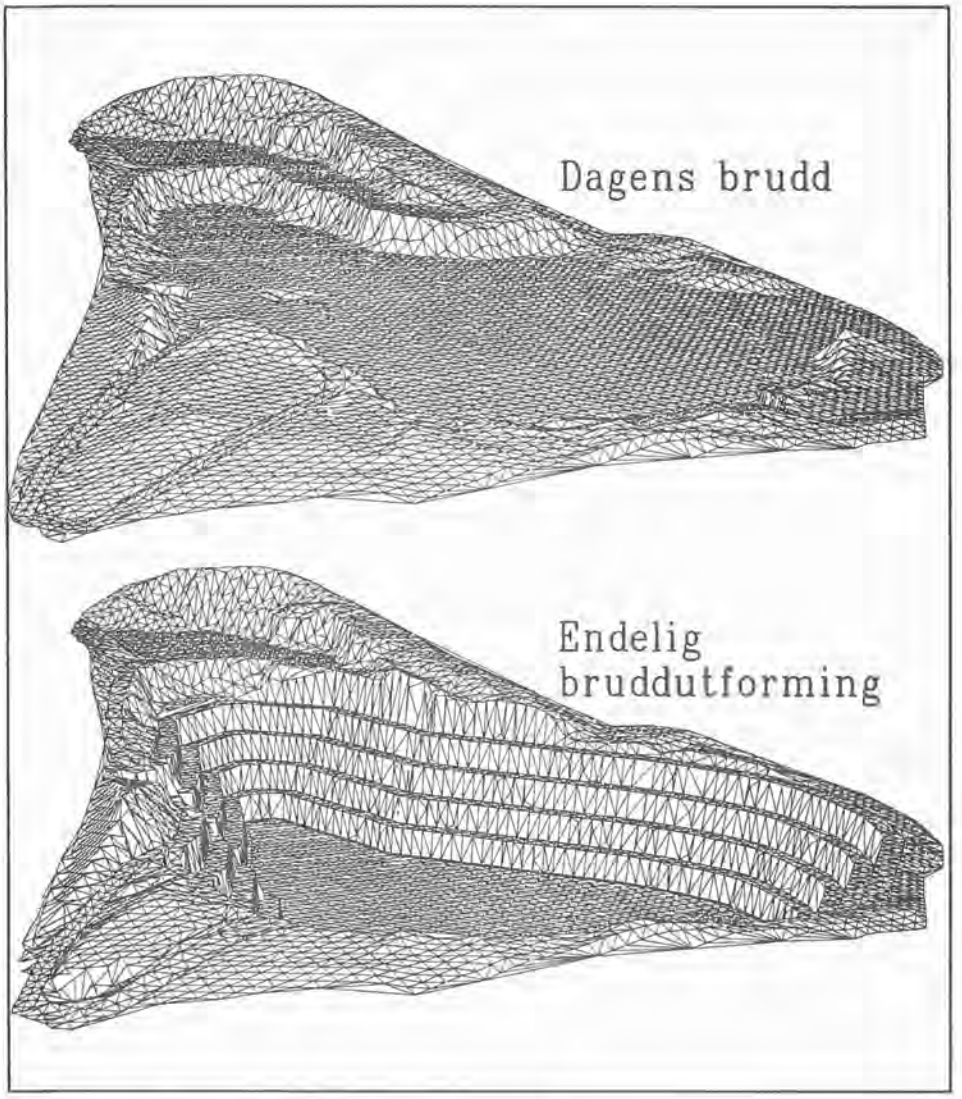
Figur 8.4 viser to alternative utforminger og plasseringer av dam Storglomvatn. En krummet dam er vanligvis best tilpasset omkringliggende landskap og terrengformasjoner.



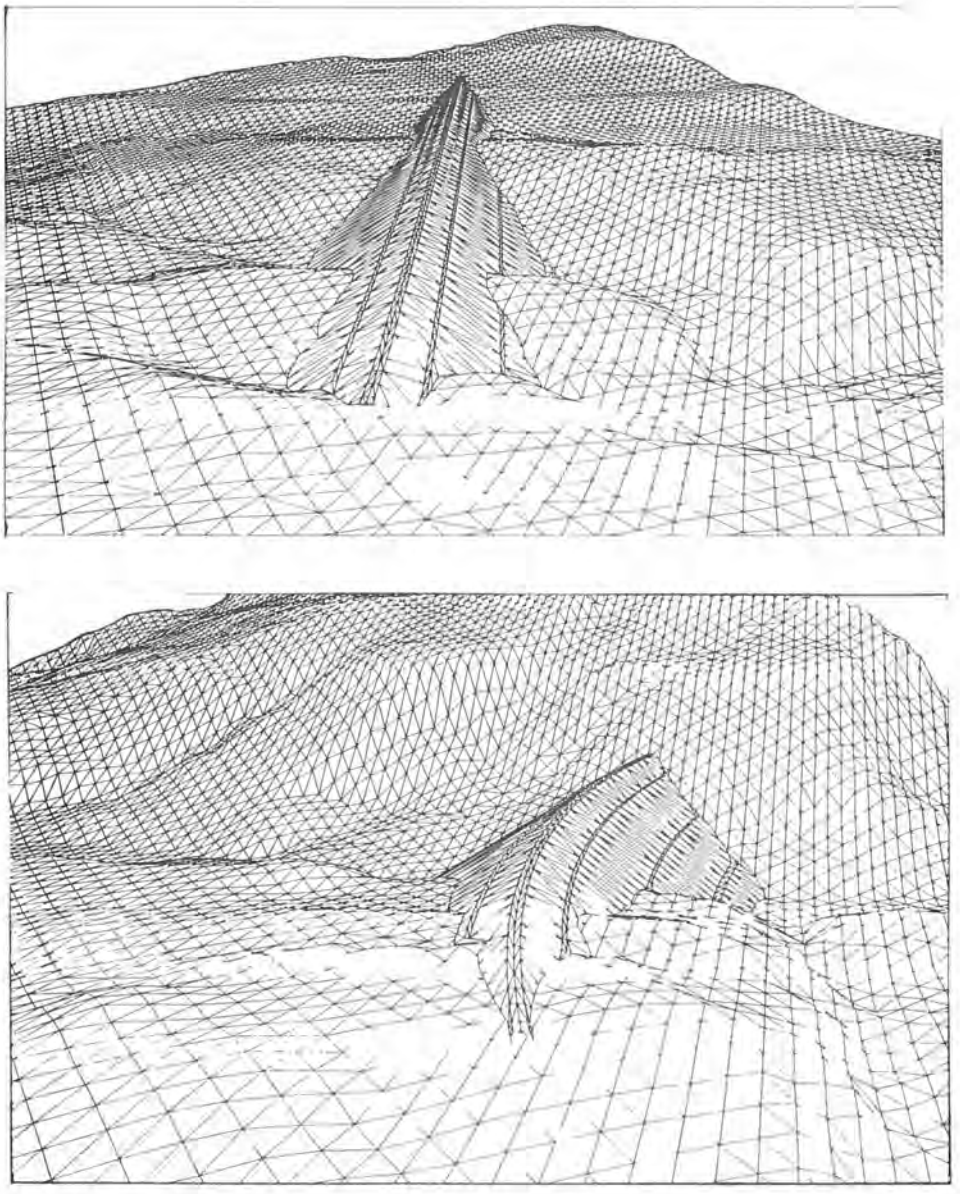
Figur 8.1 Steinbrudd dam Storglomvatn, sett inne fra selve bruddet.



Figur 8.2 Skissene viser steinbrudd dam Storglomvatn sett fra damkrona, med hhv. full vannstand (HRV = 585 m o.h.) og uten magasinering.



Figur 8.3 Eksempel på visualisering av steinbrudd.
Dagens situasjon (øverst) og endelig bruddutforming (nederst).



Figur 8.4 Alternative plasseringer og utforminger av dam.

9. Utvikling, framtidsmuligheter

Hittil er digitale terrengmodeller helst benyttet i planleggingsfasen forut for et prosjekt. Det ligger imidlertid store gevinster i en ytterligere utnyttelse av data og digitale hjelpemidler. Både under utbygging (stikningsdata, mengdekontroll, anbudsgrunnlag, kvalitetskontroll osv.) samt ved etterbruk i driftsfasen (vedlikehold, sikkerhet, statistikk osv.) er data fra planleggingsfasen meget verdifull. Erfaringer fra utbygging og drift sammenholdes med kalkylene fra prosjekteringsfasen for å justere og høyne kvaliteten på framtidig planlegging.

Ny og bedre programvare utvikles stadig, og store terrengmodeller kan i dag bearbeides på helt vanlige PC'er. Selv om programvaren blir mer avansert, senkes startnivået, slik at det blir mulig selv for nybegynnere å produsere fornuftige data allerede etter kort tid.

Slike verktøy har tradisjonelt vært lite benyttet innen bygg- og anleggsnæringen. Fagmiljøet bør imidlertid være flinkere til å utnytte de fordelene bruk av digitale tredimensjonale terrengmodeller gir.

10. Avslutning

Presentasjon og visualisering av planer og prosjekt er tilført en ny dimensjon ved bruk av digitale terrengmodeller. Samtidig danner de et viktig grunnlag i beslutningsfasen for å velge beste løsning mht. terrenginngrep og landskapstilpasning.

Fra tidligste planleggingsfase, via endelig presentasjon til anvendelse under utbygging og drift, representerer digitale terrengmodeller et viktig hjelpemiddel for steinbrudd og store fyllinger. Alle arbeidsoperasjoner er rasjonalisert og forbedret vesentlig.

Anvendt til kostnadsoptimalisering, driftsplanlegging, presentasjon/visualisering, driftsoppfølging og bearbeiding av data og statistisk materiale, betyr bruk av digitale terrengmodeller i virkerligheten informasjonsteknologi (IT) i praksis.

Digitale terrengmodeller i planlegging
og drift av steinbrudd og store fyllinger

=

IT I PRAKSIS

Sivilingeniør Anders Grimnes
Veidekke A/S

HANØYTANGEN, UNDERVANNSSPRENGNING

Manuskript ikke innlevert.

Sivilingeniør Gisle Stjern
Inst. for geologi og bergteknikk, NTH

FULLSKALA TESTING AV BERGBOLTER

Manuskript ikke innlevert.

LÆRDALSTUNNELEN
EI ANLEGGSTEKNISK UTFORDRING

Gunnar Lotsberg, Statens vegvesen i Sogn og Fjordane

SAMANDRAG

Den 11,4 km lange Gudvangatunnelen på stamvegen Bergen - Oslo vart opna for trafikk i desember 1991. I juni 1992 vart det vedteke å byggje ein ny tunnel på 17 - 24 km mellom Aurland og Lærdal for å etablere eit sikrare heilårs-samband mellom dei to største byane i Noreg.

Planlegginga av dette nye tunnelprosjektet er ei stor utfordring for Statens vegvesen. Det er gjennomført undersøkingar for å lære meir om korleis trafikantane opplever å køyre i lange tunnelar og det er lagt særleg vekt på å finne ut om det er samanheng mellom tunnellengd og ulukkesrisiko. Trafikkgrunnlaget blir relativt svakt med ÅDT mindre enn 1000 køyretøy/døgn i år 2000.

Ventilasjon er ein annan viktig faktor. Utsleppet av giftige gassar har gått sterkt ned dei siste åra. Men nye opplysningar om korleis NO_2 påverkar organismen, kan i framtida medføre strengare grenseverdiar for nitrøse gassar i tunnellufta. I planlegginga blir det derfor lagt til rette for bygging av reinseanlegg for å fjerne nitrøse gassar frå lufta inne i tunnelen.

SUMMARY

The 11,4 km long Gudvanga tunnel on the main road Bergen - Oslo was opened for traffic in december 1991. In june 1992 it was decided to build a 17 - 24 km long tunnel from Aurland to Lærdal in order to establish a safer winter connection between the two greatest cities in Norway.

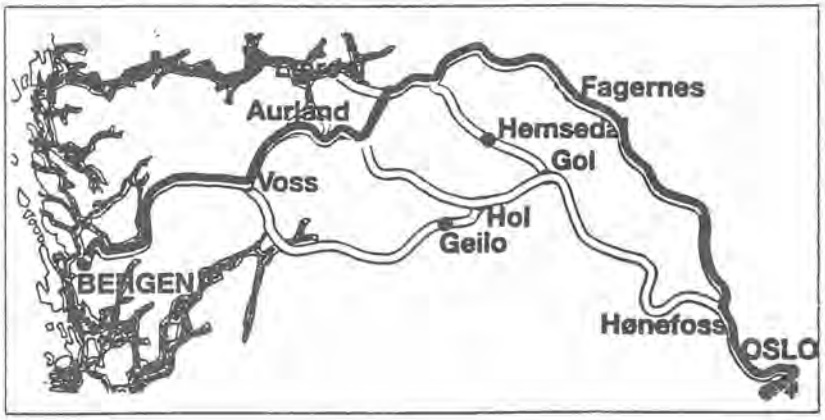
The planning of this new project is a great challenge for the Public Roads Administration. Research has been carried out to learn more about driver behaviour in long tunnels and about safety aspects in general. The AADT is expected to be less than 1000 vehicles per day in the year 2000.

Ventilation is another important factor. The emmission of poisonous gases is decreasing. A better understanding of how the NO_2-gas is affecting the human body may, however, lead to redused NO_2-limits in the future. Steps will therefore be taken to remove the nitrous gases from the tunnel air.

Bakgrunn

I 1975 vedtok Stortinget å byggje ein ferjefri stamveg mellom Bergen og Oslo med 1. byggjesteg via anleggsvegen Aurland - Hol. På lengre sikt rekna Stortinget med veg langs fjorden frå Aurland til Lærdal og permanent stamveg over Fillefjell og gjennom Valdres.

For to år sidan stod 1. etappe klar med ny veg mellom Dale og Voss i Hordaland og to lange tunnelar mellom Gudvangen og Flåm i Sogn og Fjordane. Lengste tunnelen er Gudvangatunnelen på 11,4 km. Erfaringane med bygging og drift av lange tunnelar gav etter kvart grunn til å vurdere 1975-vedtaket på nytt. Valet stod no mellom ei større opprusting med fleire nye tunnelar på Aurland - Hol eller ein direkte tunnel frå Aurland til Lærdal i staden for fjordlina frå 1975.



Den 18. juni 1992 vedtok Stortinget endeleg at stamvegen Bergen - Oslo skal gå via Lærdal - Fillefjell. Stortinget peika på fordelane ved ein lang og tilnærma flat tunnel for å gjere Lærdalsalternativet kortare og meir konkurransedyktig samanlikna med Aurland - Hol og Hardangervidda. Ved oppstarting av planarbeidet var det derfor klart at tunnelen ville bli minst 17 km lang og kanskje opp mot 24 km.

Krav om konsekvensutgreiing

Ved endringa av Plan- og bygningslova i 1990 kom det inn eit punkt om vurdering av konsekvensutgreiing (KU) for vegprosjekt over 200 mill. kroner. Planlegginga starta derfor med ei utgreiing av dette spørsmålet. I ei melding som vart send ut til høyring i oktober 1992, såg ikkje vegsjefen grunn til å krevje full KU sidan prosjektet alt var vedteke av Stortinget og inngrepet hovudsakleg ville bli inne i fjellet. Dei lokale høyringsinstansane såg heller ikkje grunn til å krevje full KU. Direktoratet for naturforvaltning og Riksantikvaren kravde derimot omfattande utgreiingar langt ut over det aktuelle planområdet på grunn av at tunnelen på lengre sikt vil medføre meir trafikk gjennom Lærdal og forsterke behovet for ny veg eller opprusting av noverande E 16 gjennom dalen.

Det såg lenge ut til at Miljøverndepartementet ville slå seg til ro med ein ordinær planprosess med kommunedelplanar og reguleringsplanar. Men etter at vegsjefen la fram kommunedelplanane med tilråding om tunnelpåhogg i Aurland og Lærdal, kom motstandarane på bana og fekk Miljøverndepartementet med på kravet om full KU. Etter forhandlingar mellom Samferdsledepartementet og Miljøverndepartementet, vart kravet modifisert slik at planlegginga for å få fastlagt tunnelpåhogg og trasé kunne halde fram. For tilstøytande vegstrekningar ute i dagen blir det derimot sett i gang omfattande konsekvensutgreiingar før det blir avgjort om det bør byggjast ny veg eller om E 16 i framtida bør gå som i dag.

Risikovurdering

Bilbrann og uhell med farleg gods er dei største utfordringane ved planlegging av lange tunnelar. Utviklinga har gått i retning av lettare bilar som inneheld mykje plast og andre lett brennbare materialar. Dette er ei medverkande årsak til at det brenn om lag 3000 personbilar og 550 store bilar årleg i Noreg. Heldigvis skjer berre nokre få av desse brannane inne i tunnelar. Til no har ingen kome alvorleg til skade på grunn av bilbrann i tunnel her til lands. Sjølv om risikoen for å bli innblanda i ein alvorleg bilbrann er svært liten samanlikna med den generelle ulukkesrisikoen i trafikken, er det viktig å planleggje med tanke på brann og prøve å hindre at ein liten bilbrann skal utvikle seg til ei større katastrofe der mange bilar kan bli innblanda.

Vegsjefen i Sogn og Fjordane oppretta ei planleggingsgruppe med brannsjefane i Aurland og Lærdal og representantar frå DBE, Vegdirektoratet og vegkontoret. Gruppa fekk i oppdrag å vurdere risikoen for brann og andre uhell og vurdere kva sikringsutstyr som bør plasserast i tunnelen. Gruppa har teke utgangspunkt i Gudvangatunnelen og tilrår snunisjer for store køyretøy for kvar 1500 m og havarinisjer for kvar 500 m. Kvar 4. snunisje blir utforma som ei sløyfe der store køyretøy kan snu utan å rygge.

Tunnelgruppa har gjort grundige risikoanalysar for ein tunnel med lengde opp mot 24 km, men har ikkje funne noko som tyder på at det blir farlegare å køyre i ein så lang tunnel samanlikna med fleire korte tunnelar eller tilsvarande veglengd i dagen. Ut over dei spesielle snunisjene, har derfor ikkje gruppa funne grunn til å krevje strengare sikringstiltak enn det som er fastsett i handbok 021 for tunnellengder opp til 12,5 km.

Tunnelmassar, problem eller ressurs?

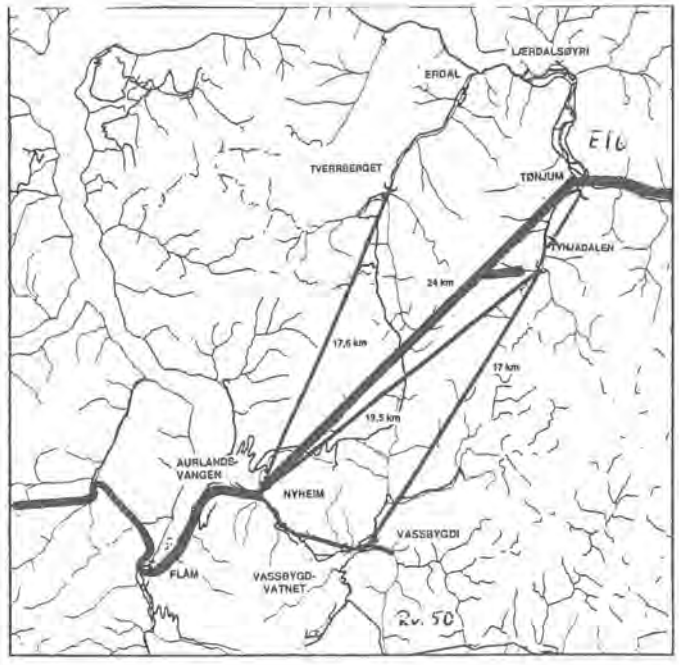
Tunnelmassar frå store anlegg har tidlegare vorte nytta til utfylling av nytt landareal i mange fjordbotnar på Vestlandet. Dette har naturvernorganisasjonane og Miljøvernavdelinga hos Fylkesmannen sett seg leie på. Det er derfor ei stor utfordring å plassere 2,0 mill. m^3 stein på ein miljømessig forsvarleg måte. Steinkvaliteten er for dårleg som tilslag i asfalt og betong, men fullt brukbar som fyllmasse. Miljøorganisasjonane har m.a. kravd å få utgreidd eksport til kontinentet der massane kan nyttast til bygging av nye motorvegar!!

Etter å ha vurdert alle forslag om knusing, eksport m.m. har vi kome fram til at den mest økonomiske og miljøvenlege løysinga er deponering på begge sider av fjellet med minst mogleg omlasting og transport. I Lærdal blir det landdeponi som eventuelt kan utnyttast ein gong i framtida. I Aurland blir ein stor del av massane plassert i fjorden som fundament for ein gang- og sykkelveg.

Mange tunnelalternativ

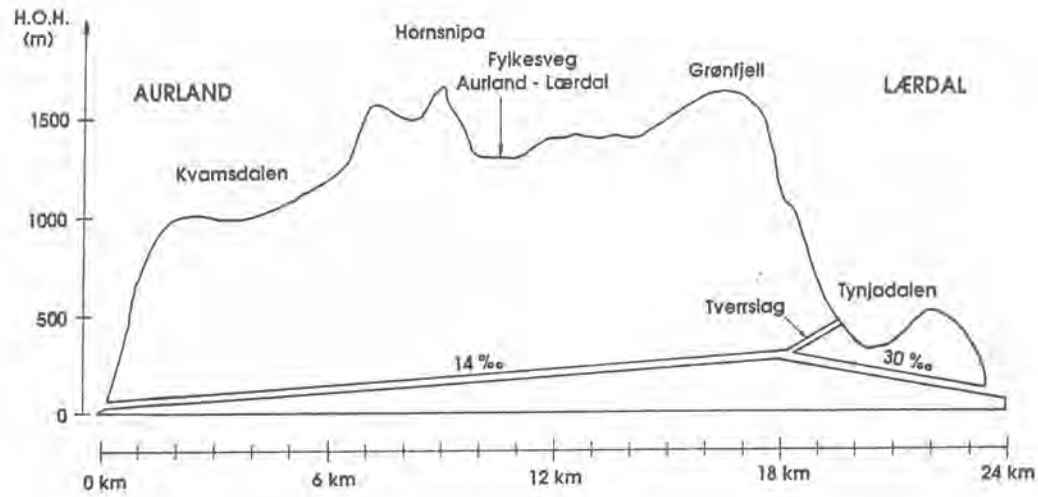
Ved oppstarting av planarbeidet hausten 1992 vart det sett på mange ulike alternativ. Motstanden mot dei kortaste tunnelalternativa auka etter kvart som tunnelgruppa la fram opplysningar om at sikrings- og ventilasjonsproblem ikkje ville vere noko hindring for ein tunnel på minst 20 km. På Aurlandssida vart det tidleg klart at eit alternativ nær Aurlandsvangen med minst mogleg veg i dagen ville bli best både ut frå miljøomsyn og kostnader. På Lærdalssida stod eit alternativ gjennom Tynjadalen sterkt i fyrstninga. Dette ville ha gjeve ein 19,5 km lang tunnel. Veg i dagen gjennom Tynjadalen ville ha kome i konflikt med forsvaret sitt destruksjonsanlegg for ammunisjon og til dels sterke miljøvern- og kulturverninteresser. Dagalternativet vart etter kvart erstatta av ein 3,0 km lang tunnel langs den nedre delen av Tynjadalen slik at det vart igjen berre 1,5 km veg i dagen inst i dalen.

I Tynjadalen er heile dalbotnen er dekt av uvanleg store urmassar. Seismiske undersøkingar og grunnboringar viste snart at det ville bli svært kostbart og tidkrevjande å byggje lausmassetunnelar på fleire hundre meter inn til fast fjell. Eit kort vegstrekning i dagen ville dermed bli dyrare enn samanhengande tunnel under dalen. Dermed stod vi igjen med ein tunnel på 24 km og tre ulike alternativ for plassering av påhogget på Lærdalssida.



Tverrslag gjev mange fordelar

Ved å gå høgre opp i dalsida og starte tunneldrivinga frå eit tverrslag i Tynjadalen vil vi langt på veg oppnå dei same fordelane som ved alternativet med deling av tunnelen inst i dalen. Byggjetida blir redusert med eit år samanlikna med drift av ein 24 km lang tunnel berre frå endepunkta. Eit tverrslag løyser også problema med masseplassering på Lærdalssida og gjev reduserte ventilasjonskostnader. Innslaget blir liggjande i overkant av ura ca. 100 m over dalbotnen. Tverrslaget må byggjast med eit fall på ca. 1:8 nedover mot hovudtunnelen 1500 m inne i fjellet. Herifrå kan tunnelen drivast med vekseldrift med 6 km tilbake mot Lærdal og ca. 8 km mot Aurland. Resten av tunnelen på 10 km må drivast frå Aurlandssida.



Ventilasjon

Bygging av den lange tunnelen krev utvikling av ventilasjonsmetodane for å få nok frisk luft inn til tunneldrivarane. Under drivinga av den 11,4 km lange Gudvangatunnelen fekk vi gode erfaringar med det såkalla sug/blås-prinsippet der skyteproppen vart ført ut gjennom ventilasjonsduken. Det er sett i gang eit eige prosjekt for å utvikle systemet vidare slik at det blir eit godt arbeidsmiljø ved stufflengd opp til 10 km.

Permanent ventilasjon må vurderast spesielt på grunn av den store lengda på tunnelen. Det må også takast omsyn til utviklinga i gassutslepp frå bilane og eventuelle nye grenseverdiar for CO og NO_2 fram til tunnelen blir opna. Tunnelen blir dimensjonert for eit trafikkgrunnlag på ca. 1000 køyretøy/døgn med trafikktoppar opp til 4-500 køyretøy/time på spesielle dagar som 2. påskedag og siste helga i fellesferien.

Nye emisjonsfaktorar

Emisjonsfaktorane i handbok 021 er basert på bilparken på slutten av 80-talet og vil gje kraftig overdimensjonering av ein tunnel som ikkje blir teken i bruk før rundt år 2000. Sidan 1960 har det vore ein klar tendens i retning av mindre CO-utslepp. Utsleppet av nitrøse gassar har derimot gått opp på grunn av meir effektive motorar med større arbeidstrykk og høgre forbrenningstemperatur. For personbilar snudde denne trenden mot slutten av 80-talet etter innføring av nye miljøkrav i EF i oktober 1985 som omfattar ein stor del av den europeiske personbilparken i dag. Frå 1993 innførte EF dei amerikanske grenseverdiane for utslepp frå personbilar ("US'83"). Tilsvarande grenseverdiar vart innført for nye bilar i Noreg frå 1989.

Sjølv om levetida for dei norske personbilane er 15 - 20 år, vil størstedelen av personbilane i Lærdalstunnelen oppfylle 1985-krava frå EF i år 2000. Ved århundreskiftet vil truleg over 50 % av personbilane ha eit utslepp under US'83-kravet, men her knyter det seg ein del uvisse til langtidsverknaden av dei katalysatorane som er i bruk i dag.

I rapport nr. 6/93 frå NVF (Nordisk Vegteknisk Forbund) blir det rekna med at størstedelen av køyretøya i dei nordiske landa vil oppfylle desse krava om 10 år:

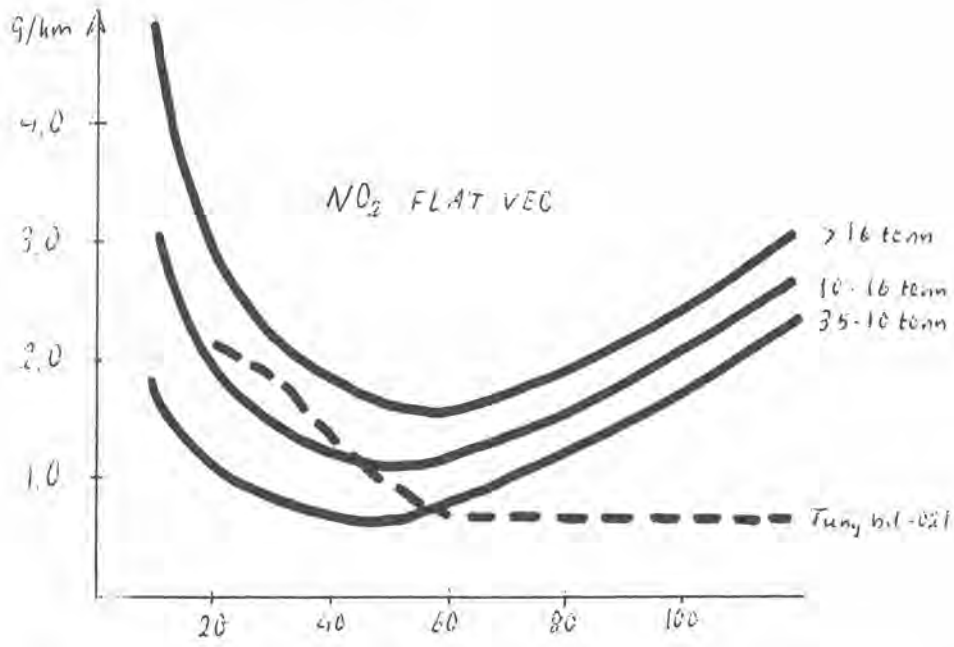
- Personbilar: EF 89/458
- Lastebilar og bussar: EF 88/77

Handbok - 021/92	975 g/h	0,78 m^3/h	13,0 l/km	16,0 g/km
US'83	125 g/h	0,10 m^3/h	1,7 l/km	2,1 g/km
NVF-rapport nr. 6/93				
Bensinmotor om 10 år	200 g/h	0,16 m^3/h	2,7 l/km	3,3 g/km
Dieselmotor om 10 år	100 g/h	0,08 m^3/h	1,3 l/km	1,7 g/km

Tabell 1: Basisverdiar for CO-emisjon frå personbil på flat veg ved 60 km/h.

Ut frå tilrådingane frå NVF kan vi rekne med at om 10 år er CO-utsleppet frå personbilane redusert til ca. 1/5 i høve til basisverdien i handbok 021. Tek vi omsyn til at gamle bilar har mindre gjennomsnittleg køyrelengd enn dei gamle, kan det ventast enda litt større gjennomsnittleg reduksjon i CO-utsleppet frå personbilane. Samanlikna vi med krava i US'83 ser vi også at det er litt å gå på. Det vil derfor vere forsvarleg å dimensjonere Lærdalstunnelen for ein basisverdi for CO-utslepp frå kvar bil på berre 2,5 liter/km i år 2000.

Det blir rekna med at NO_2 utgjer ca 10 % av dei nitrøse gassane i bileksosen. Ut frå tilrådingane frå NVF kan det ventast at NO_2-utsleppet frå personbilane blir redusert til 1/3 i høve til basisverdien i handbok 021. For tunge køyretøy er utviklinga meir usikker. Samanlikning med den nye nederlandske ventilasjonsnormalen frå 1991 viser til dels store avvik, spesielt for køyrefart over 60 km/t.



Figur 3: Samanheng mellom fart og NO_2 i den nye nederlandske ventilasjonsnormalen samanlikna med handbok -021. (I figuren er det rekna med at NO_2 utgjer 10 volumprosent av basisverdien på 1,3 l/km for NOx i handbok 021).

Kolmonoksid (CO) har vore dimensjonerande for ventilasjon av vegtunnelar. Låge konsentrasjonar av CO reduserer oksygentransporten i kroppen. Opptak av CO i blodet er avhengig av konsentrasjon og eksponeringstid. Dette tilseier at lange tunnelar bør ha lægre CO-konsentrasjon enn korte tunnelar.

PIARC	Nedre grenseverdi	116 mg/m³	100 ppm
	Ekstremverdi	290 mg/m³	250 ppm
Sveits	Flytande trafikk	174 mg/m³	150 ppm
	Ekstrem trafikk	290 mg/m³	250 ppm
Tyskland	Normal trafikk	116 mg/m³	100 ppm
	Maksimal trafikk	174 mg/m³	150 ppm
	Kortvarig kø	290 mg/m³	250 ppm
Noreg	Midt i tunnelen	116 mg/m³	100 ppm
	Maksimalverdi i endepunkt	232 mg/m³	200 ppm
WHO	15 minutt	100 mg/m³	85 ppm
	30 minutt	60 mg/m³	51 ppm
	60 minutt	30 mg/m³	26 ppm
Nederland	15 minutt	100 mg/m³	85 ppm
Stockholmsringen	60 minutt	30 mg/m³	26 ppm
Boston (USA)	15 minutt	139 mg/m³	120 ppm
	30 minutt	75 mg/m³	65 ppm
Danmark	Alarmgrense	87 mg/m³	75 ppm
Finland	Normal trafikk	81 mg/m³	70 ppm
	Unntaksvis	116 mg/m³	100 ppm

Tabell 2: Ulike grenseverdiar for CO i tunnelluft

I dag varierer grenseverdiane for CO frå land til land. Høgste grenseverdi i tabell 2 er 250 ppm som er nesten 10 gonger større enn den strengaste verdien på 26 ppm som er lagt til grunn ved planlegginga av Stockholmsringen i Sverige. PIARC (Permanent International Assosiation of Road Congresses) og fleire av dei gamle tunnelnasjonane har lagt grenseverdiane frå 100 til 250 ppm. Bakgrunnen for dette er mellom anna at tunnelane utgjer ein liten del av vegnettet slik at trafikantane normalt får eit langt opphald i dagen mellom kvar tunnel. PIARC meiner derfor at det kan aksepterast større CO-konsentrasjonar i tunnelar enn i område for varig opphald.

Verdshelseorganisasjonen (WHO) har fastsett internasjonale retningsliner for luftkvalitet i utemiljø. Krava varierer med eksponeringstid. Fleire land har innført liknande grenseverdiar for tunnelar ut frå at tunnelar blir ein stadig meir normal del av kvardagen for mange sjåførar. Spesielt i byområde vil store yrkesgrupper som buss- og drosjesjåførar, køyre gjennom tunnelar mange gonger dagleg. Det er derfor ikkje unaturleg å rekne tunnelane som ein del av uteområdet og stille dei same krava til luftkvalitet.

I Lærdalstunnelen blir det relativt få som køyrer fram og tilbake fleire gonger dagleg, men den store lengda medfører at ein del trafikantar treng 20 - 25 minutt gjennom tunnelen. Det vil derfor ikkje vere urimeleg å vurdere ei senking av grenseverdien for CO samanlikna med kortare norske tunnelar. Det må også takast omsyn til at trafikantane køyrer gjennom svært mange tunnelar på den same vegstrekninga slik at vi kan rekne med ein større bakgrunnskonsentrasjon enn det som er vanleg for tunnelar utanfor byområde.

Mellom Bergen og Lærdal blir det i alt 47 tunnelar med ei samla lengd på 73,5 km. Trafikantane vil dermed opphalde seg inne i fjellet 1/3 av tida når dei køyrer denne 200 km lange strekninga. Grenseverdien for CO må fastsetjast slik at trafikantane ikkje får uforsvarleg høgt CO-innhald i blodet når dei køyrer ut av den siste tunnelen. Sidan tunnelen ikkje blir opna før fram mot år 2000, kan det kome nye norske og internasjonale krav til luftkvalitet i tunnelar. Vi kan derfor vente med å fastsetje endelege grenser for Lærdalstunnelen. Ved planlegginga reknar vi førebels med ein normalverdi på 50 ppm CO og aksepterer eit høgre maksimalnivå nokre få timar for året i samband med feriestart og spesielle utfartshelgar.

WHO	1 time	0,4 g/m³	0,20 ppm
Nederland	1 time	0,4 g/m³	0,20 ppm
Stockholmsringen	1 time	0,4 g/m³	0,20 ppm
Boston (USA)		5,7 g/m³	3,00 ppm
Danmark	Arbeidsmiljø	5,7 g/m³	3,00 ppm
	Takverdi - 15 minutt	9,5 g/m³	5,00 ppm
Noreg	Midt i tunnel - 15 minutt	1,4 g/m³	0,75 ppm
	I endepunkt	2,8 g/m³	1,5 ppm
	Arbeidsmiljø	3,8 g/m³	2,0 ppm

Tabell 3: Ulike grenseverdiar for NO_2

Nedgangen i CO-utsleppet har saman med auka kunnskap om korleis nitrogendioksid (NO_2) kan påverke lungefunksjonen hos spesielt utsette personar, medfører at NO_2 blir dimensjonerande for framtidige tunnelprosjekt.

PIARC har ikkje tilrådd grenseverdiar for NO_2 i tunnelar. Tabell 3 viser at grenseverdiane sprikjer kolossalt frå land til land. Nederland og Stockholmsringen har lagt seg på WHO-verdien på 0,4 gram/m³ for ein time eksponeringstid. Bakgrunnen for denne strenge verdien er m.a. at personar med astma er spesielt følsame for NO_2. NVF har prøvd å samordne grenseverdiane i dei nordiske landa, men har førebels ikkje lukkast på grunn av ulike føresetnader og miljøkrav.

Fleire land har innført grenseverdiar for 8 timars arbeidsopphald som ligg 10 - 20 gonger høgre enn tilrådingane frå WHO. I Noreg er kravet til luftkvalitet på arbeidsplassen sett til maksimalt 2,0 ppm NO2 over ein 8-timars periode. I tunnelar er grensa sett til maksimalt 0,75 ppm opp til 15 minutt midt i tunnelen.

I Danmark er grenseverdien på arbeidsplassen sett til 3 ppm. I korte periodar opp til 15 minutt kan det aksepterast NO2-nivå opp til ein takverdi på 5 ppm. Dei danske arbeidsmiljøkrava blir truleg aksepterte som EF-standard.

Det knyter seg stor spenning til utviklinga i grenseverdiane for NO_2 sidan denne gassen er dimensjonerande for ventilasjonsanlegget i Lærdalstunnelen. NO_2 blir ikkje oppsamla i kroppen på same måten som CO. Det betyr dermed mindre at det er mange tunnelar på strekninga. Gassen reagerer med fuktig luft i lungene slik at det blir produsert salpetersyre. Dette verkar irriterande på slimhinnene og er spesielt farleg for folk som er disponert for astma. Vi må rekne med at det blir forska meir på dette i åra framover og må planleggje ut frå at grenseverdiane kan bli strengare i år 2000 enn i dag.

For å løyse problema med NO_2, reknar vi med å byggje eit reinseanlegg for støv og NOx på den 18 km lange strekninga mellom Aurland og tverrslaget til Tynjadalen. Dette vil gje forsvarleg luftkvalitet i tunnelen ut frå dei emisjonsfaktorane og grenseverdiane vi reknar med i dag.

Dei store avvika både når det gjeld utslepp og grenseverdiar for NO_2 viser at det er behov for internasjonal samordning. Det kan derfor bli aktuelt å vente til etter PIARC-kongressen i 1995 før vi fullfører arbeidet med dimensjonering av ventilasjonsanlegget i Lærdalstunnelen.

Sandproduksjon og stabilitet rundt foringsrør

av

Per Horsrud

IKU Petroleumsforskning a.s

Resymé

Sandproduksjon fra olje- og gass-felt er et velkjent problem innen oljeindustrien. Tradisjonelt ble disse problemene forsøkt løst ved hjelp av erfaring etterhvert som feltene ble bygget ut. Dette var mulig i brønner på land hvor kostnadene ved overhaling var lave. Etterhvert som oljeindustrien har beveget seg til reservoarer som er vanskeligere tilgjengelig, har behovet for bedre planlegging og bedre grunnlag for beslutninger vokst fram. På tross av at det er et gammelt og velkjent problem, har det derfor i løpet av de siste 10 år foregått en betydelig utvikling i forståelsen og behandlingen av sandproduksjon som problem. I dette arbeidet har bergmekanikken hatt en sentral plass.

Denne artikkelen gir en oversikt over sandproduksjon som problem, med et bergmekanisk utgangspunkt. Grunnleggende mekanismer blir beskrevet, og metoder for prediksjon og kontroll blir gjennomgått. Betydningen av operasjonelle forhold blir diskutert.

1. Innledning

Den vanligste reservoarbergart for olje- og gass-produksjon er sandstein. Sandsteinsreservoarer med et høyt produksjonspotensiale vil ofte være karakterisert ved unormalt høyt poretrykk, høy porøsitet og høy permeabilitet. Disse egenskaper kan tilskrives både avsetningsforhold, begravningshistorie og diagenetiske forhold. Resultatet er ofte også at sanden er dårlig sementert og følgelig har lav mekanisk styrke. Dette er en ulempe ved produksjon av olje og/eller gass, fordi sand-partikler kan produseres sammen med reservoar-væsken.

Mengden sand som produseres kan variere fra noen få gram til fullstending oppfylling av brønnen. Konsekvensene av sandproduksjon avhenger selvsagt av mengden, men typiske problemer er:

- Slitasje og erosjon av produksjonsutsyr med fare for lekkasje
- Ustabilitet av formasjonen og brønnen, som bl.a. kan føre til kollaps av foringsrøret
- Håndtering av store mengder "uren" sand

Sandproduksjon som mulig problem er velkjent på mange felt på norsk sokkel (f.eks. Statfjord, Gullfaks, Troll, Heidrun), og er i mange tilfeller en begrensende faktor ved produksjonen fordi formasjonens produksjonspotensiale i utgangspunktet er svært høyt. Dette tilsier også at disse problemene kan ha store økonomiske konsekvenser. Det kan også bemerkes at produksjon av partikler fra formasjonen ikke utelukkende skjer i sandstein. Problemet er velkjent også i kalksteinsreservoarer (f.eks. Valhall, Ekofisk).

Den vanligste måten å komplettere en brønn på er vist i Fig. 1. Etter at et foringsrør er sementert fast til formasjonen, blir det skutt hull i foringsrør, sement og en del av formasjonen ved hjelp av en perforeringskanon (samme type som benyttes i panservåpen). Form og størrelse på kavitetene som dannes i formasjonen vil avhenge bl.a. av ladningen og bergartens egenskaper, og vil også kunne forandre form og størrelse under produksjonen.

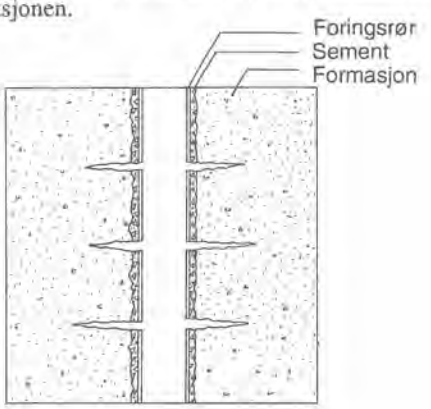


Fig. 1. Prinsippskisse for brønn komplettert ved hjelp av perforert foringsrør (Etter Fjær et al., 1992).

Denne artikkelen vil videre ta for seg de grunnleggende mekanismer ved sandproduksjon, mulighetene for å forutsi og eventuelt forhindre sandproduksjon og diskutere noen operasjonelle forhold.

2. Mekanismer for sandproduksjon

Det er i utgangspunktet to hovedmekanismer ved sandproduksjon (Morita *et al.*, 1987b):

1. Strekkbrudd, forårsaket av for høy produksjonsrate.
2. Skjærbrudd, forårsaket av for lavt trykk i brønnen.

De to mekanismene er ikke uavhengige av hverandre, og forhold som antall perforeringer og styrken på lagene i den perforerte sonen vil ha betydning for hvilken mekanisme som vil dominere.

2.1 Strekkbrudd

For å forklare denne mekanismen kan vi ta utgangspunkt i Bratli og Risnes' (1981) stabilitetsanalyse for sandbuer. Det antas en idealisert produksjonskavitet av sfærisk form, Fig. 2.

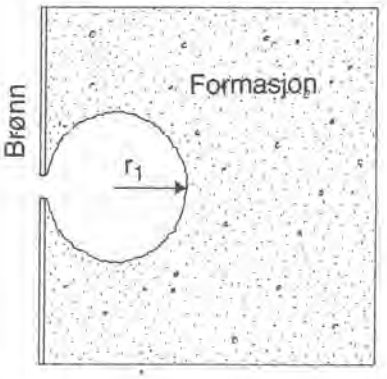


Fig. 2 Idealisert sfærisk produksjonskavitet.

I en slik situasjon er kraftbalansen i radiell retning gitt ved:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = 2\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} \tag{2.1}$$

hvor σ_r er radiell spenning og σ_θ er tangensiell spenning. I tillegg antas det at bergarten er så svak at den er i plastisk tilstand nær overflaten (dette kan skje allerede ved utboring av brønnen), og at elastisk-plastisk grense er gitt av Mohr-Coulomb kriteriet:

$$(\sigma_\theta - p_w) = C_o + (\sigma_r - p_w)\tan^2\beta \tag{2.2}$$

hvor p_w er brønntrykket, C_o er enaksiell kompresjonsstyrke og β er bergartens bruddvinkel. På overflaten av kaviteten er dermed ($\sigma_r = p_w$):

$$\sigma_\theta - \sigma_r = C_o \tag{2.3}$$

og

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{2C_o}{r_1} \tag{2.4}$$

hvor r_1 er kavitetens radius.

På kavitetsoverflaten er poretrykksgradienten gitt av Darcy's lov:

$$\frac{dp}{dr} = \frac{\mu Q}{2\pi k r_1^2} \tag{2.5}$$

hvor μ er væskens dynamiske viskositet, Q er strømningsraten gjennom kaviteten og k er permeabiliteten. Her er det videre antatt at det kun strømmer væske gjennom den ene halvkulen. Hvis vi videre antar at materialet ikke har noen strekkstyrke, kan gradienten for væsketrykket ikke overstige gradienten for radiell spenning på kavitetsoverflaten. Hvis det skjer vil det induseres et radielt strekkbrudd. Dette er illustrert i Fig. 3.

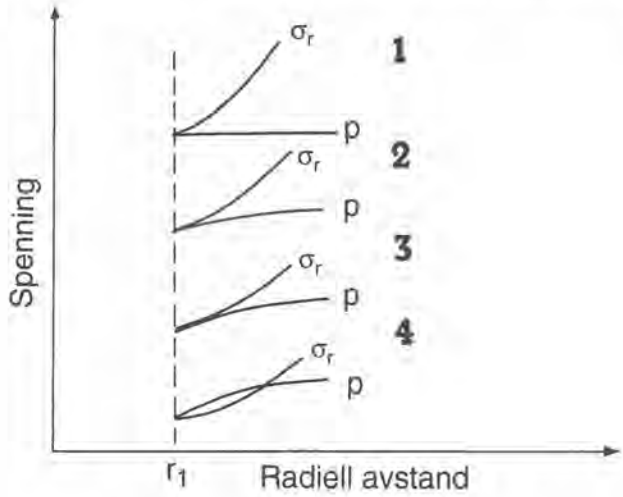


Fig. 3 Effekt av økende trykkfall (1)-(4), som fører til radielle strekkspenninger rundt kaviteten.

Bruddkriteriet blir dermed:

$$\frac{\mu Q}{2\pi k r_1} < 2C_o \tag{2.6}$$

Bruddkriteriet kan også tilnærmet uttrykkes gjennom trykkfallet i væsken:

$$\Delta p < 2C_o \tag{2.7}$$

hvor Δp er trykkdifferansen mellom reservoaret og brønnen.

Fra Lign. (2.6) ser en at for konstant rate, er en større kavitet mer stabil enn en mindre. Det er imidlertid ingen stabiliserende effekt ved økning av kavitetens størrelse hvis trykkfallet er konstant. Dette skyldes den sfæriske geometrien som er antatt. Hvis væskestrømmen går over til radiell strømning i en viss avstand fra kaviteten, kommer

imidlertid stabiliseringseffekten fram. Det betyr også at denne mekanismen vanligvis vil produsere relativt små mengder sand.

2.2 Skjærbrudd

Hvis poretrykket reduseres under et visst nivå, vil det kunne oppstå skjærbrudd i formasjonen nær brønnen (avhengig av geometri, bergartens styrke og *in situ* spenninger). Dette er illustrert i Fig. 4 for to forskjellige brønntrykk, p_f. I begge tilfeller er brønntrykket lik poretrykket ($p_w=p_f$). Reduksjonen i poretrykket fører til en økning i skjærspenningene nær brønnen. Denne bruddmekanismen kan medføre store mengder produsert sand.

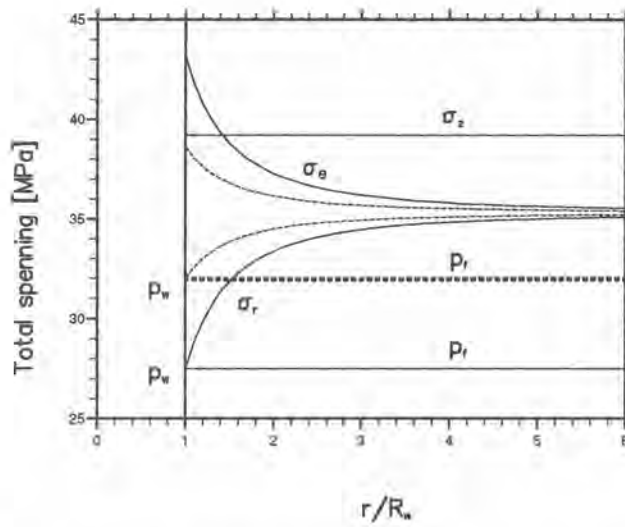


Fig. 4 Illustrasjon av økende skjærspenning rundt en brønn når poretrykket reduseres (eksemplet viser radiell, tangensiell og vertikal spenning for aksesymmetrisk geometri rundt en brønn med en elastisk bergart).

Denne mekanismen vil også kunne endre egenskapene til formasjonen bl.a. gjennom nedbryting av sementeringsbånd uten at det resulterer direkte i sandproduksjon. Dette vil redusere både strekk- og kompresjonsstyrke, og dermed øke faren for strekkbrudd. I virkeligheten vil det derfor være en varierende grad av vekselvirkning mellom de to mekanismene. Ved skjærbrudd som grunnleggende mekanisme vil også drakrefter fra væskestrømmen (erosjon) være viktig, siden de eventuelt bidrar til at nedbrutt materiale bringes inn i brønnen.

3. Metoder for kontroll av sandproduksjon

Metodene for kontroll av sandproduksjon kan deles i to hovedgrupper:

1. Naturlig komplettering.
   I dette tilfellet kompletteres brønnen slik som illustrert i Fig. 1, og sandproduksjon kontrolleres gjennom produksjonsparametre (brønntrykk/produksjonsrate).

2. Aktiv sandkontroll.
   De viktigste metodene for aktiv sandkontroll er:
   - Gruspakking (det plasseres grus i perforeringene og inne i brønnen for å hindre produksjon av sand fra formasjonen).
   - Sandsikt (eksempelvis stålrør med slisser/åpninger som plasseres direkte mot formasjonen, eventuelt omtvunnet med en form for ståltråd; slike stålrør kan også forpakkes med grus). I dette tilfellet perforeres ikke formasjonen.
   - Kjemisk konsolidering (injisering av middel som øker formasjonsstyrken; dette vil imidlertid kunne redusere permeabiliteten).
   - Prekonsolidering av formasjonen (mekanisk konsolidering av formasjonen ved å indusere radielle spenninger på brønnveggen vha. en gummipakning for derved å restituere formasjonen til opprinnelige spenninger).

Alle metodene for aktiv sandkontroll kan redusere produktiviteten, samtidig som både installasjons- og vedlikeholdskostnader kan være betydelige. I størst mulig grad vil man derfor prøve å unngå dette. Med økende bruk av undervannsbrønner, høyavviksbrønner og horisontale brønner med tildels svært lange brønnbaner, er det nå en stor motivasjon for å finne alternative metoder for å kontrollere sandproduksjon. Dette vil kunne dreie seg om en videreutvikling av eksisterende teknologi, men nye metoder (eks. boring av dreneringshull fra hovedbrønnen) er også under vurdering. Hovedpoenget vil være å kunne øke innstrømningsarealet og dermed produksjonspotensialet uten å miste muligheten for å kontrollere brønnen mhp. stabilitet, stimulering, isolering av soner etc.

4. Prediksjon av sandproduksjon

Prediksjon av et reservoars potensiale for sandproduksjon vil være et viktig verktøy for valg av produksjons- og kompletteringsstrategi. Fig. 5 illustrerer hvilke elementer som bør inkluderes i en slik prosess. Borkjerner og data fra brønnlogger vil være hovedkilden for datagrunnlaget, sammen med all akkumulert erfaring fra felt-operasjoner, eks. Unneland og Waage (1993). Nedenfor blir 3 hovedelementer beskrevet: numerisk simulering av produksjonssituasjonen, fysisk simulering (testing av borkjerner) og direkte brønntesting av sandproduksjon.

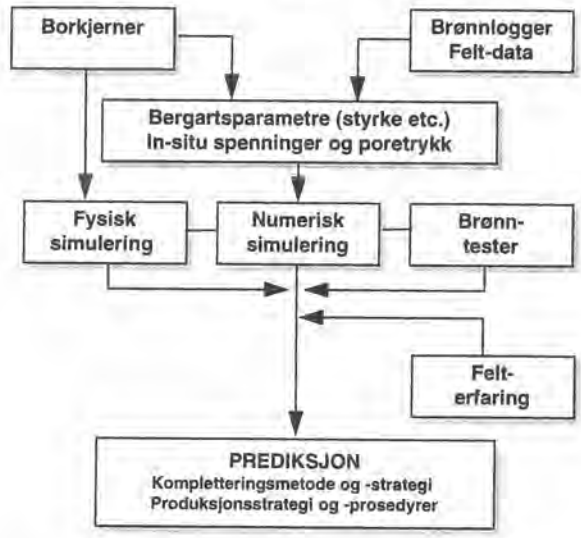


Fig. 5 Flytskjema for prediksjon av sandproduksjon.

4.1 Numerisk simulering

Prediksjon av sandproduksjon kan teoretisk være basert på ulike konstitutive modeller (lineær elastisk, ikke-lineær elastisk, elasto-plastisk etc.) med ulike bruddkriterier (basert på spenninger eller deformasjoner). Fordelen med å legge dette inn i numeriske modeller, er at det er enkelt å simulere komplekse geometrier. Numeriske modeller som benyttes vil oftest være kontinuumsmodeller som tar utgangspunkt i makroskopisk brudd. Et eksempel som er utviklet spesielt for formålet og som er beskrevet i litteraturen (Morita *et al.*, 1987a, 1987b) er basert på en elasto-plastisk modell hvor de konstitutive ligningene kan tilpasses laboratoriedata. Modellen kombinerer de to grunnleggende bruddmekanismene, og gir et diagram for stabilitet slik som illustrert i Fig. 6.

Fig. 6 Stabilitetsdiagram for perforeringskaviteter (Etter Morita et al., 1987b).

4.2 Fysisk simulering

Fysisk simulering (laboratorietester) er rettet mot en realistisk testing av potensialet for sandproduksjon. Dette kan gjøres på mange ulike måter, med varierende grad av kompleksitet. Testing under meget realistiske forhold, med bl. a. bruk av perforeringskanon (Halleck & Damasena, 1989), vil ha ulempen at forsøkene blir vanskelig å instrumentere og dermed også å tolke. Utstyr som kombinerer kravene til realistiske spenninger og strømningsforhold med kravene til utstrakt instrumentering er vist i Fig. 7 (Tronvoll *et al.*, 1993a, 1993b, 1993c). Figuren viser en triaksialcelle hvor kjerner med 4" diameter og lengde 6" belastes hydrostatisk ved reelle *in situ* spenninger samtidig som det flømmes væske gjennom kjernen. Oppsettet simulerer forholdene rundt en kavitet, ved at det forbores en kavitet før montering. I tillegg til trykk og strømningsrate, registreres deformasjon av kaviteten og produsert sand (visuelt og ved hjelp av en akustisk detektor). Fig. 8 viser et eksempel fra denne type test hvor skjærbrudd opptrer. Det ses tydelig hvordan bruddsonen har vokst normalt på lagdelingen i materialet.

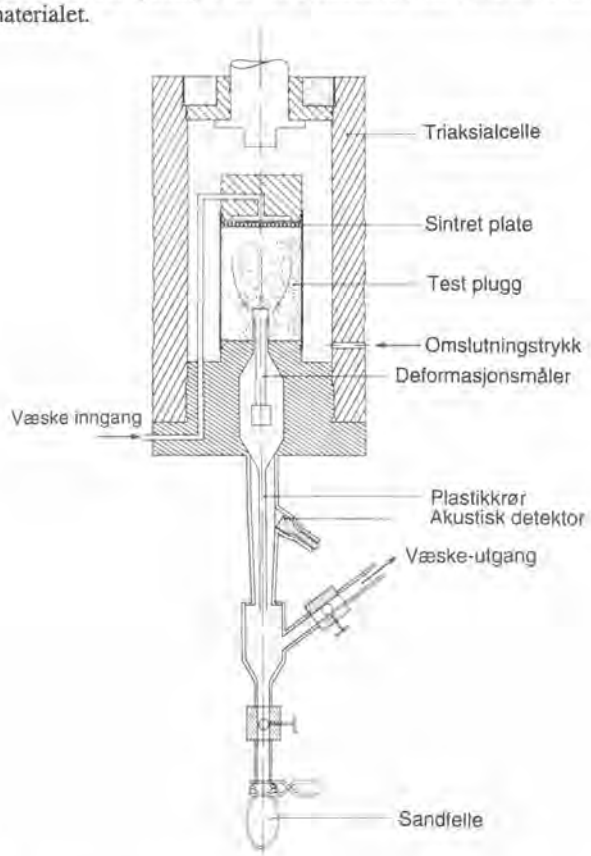


Fig. 7 Utstyr for testing av stabilitet av perforeringskaviteter (Fra Tronvoll, 1993a).

Fig. 8 Røntgen CT bilder fra tverrsnitt og lengdesnitt for en sandstein etter kavitetstest (Fra Tronvoll, 1993a).

Eksempler på strekkbrudd i svak sandstein er publisert av Bratli og Risnes (1981). De benyttet en sylindrisk celle med et vertikalt stempel og pakket fuktet sand i denne. Perforeringen er simulert vha. et hull i den ene enden av cella. De observerte en trinnvis vekst av kaviteten som funksjon av rate; ved gitte rater ble det produsert en viss mengde sand, hvoretter kaviteten var stabil inntil en viss, høyere rate var nådd. Testcella og typiske kavitetsprofiler er illustrert i Fig. 9.

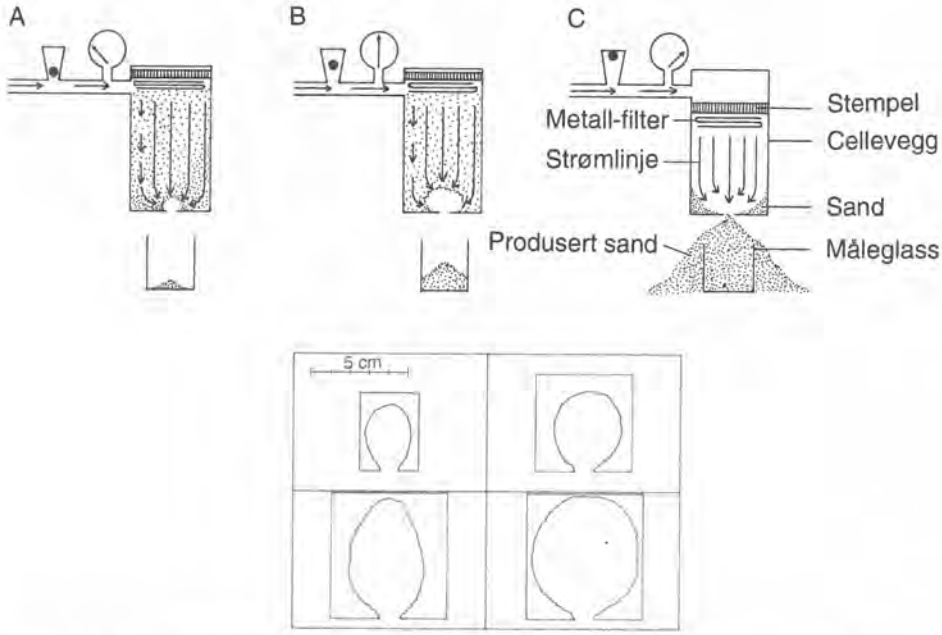


Fig. 9 Utstyr for testing av stabilitet av perforeringskaviteter i ukonsolidert sand (øverst) og typiske profiler av kaviteter (nederst) (Fra Bratli og Risnes, 1981).

4.3 Brønn-testing

Bratli og Risnes' arbeide ga inspirasjon til å prøve å etablere en maksimum sand-fri rate (MSFR) direkte ved brønn-testing. Prosedyren besto i trinnvis økning av produksjonsraten. Begynnende sandproduksjon ble registrert som en viss topp i produksjonen av sand før nivået falt til et lavere og stabilt nivå (se Fig. 10). Økningen i produksjonsraten ble gjentatt inntil vedvarende sandproduksjon ble registrert. Dette ble definert som kritisk rate, og raten ble deretter redusert til et lavere, sandfritt nivå.

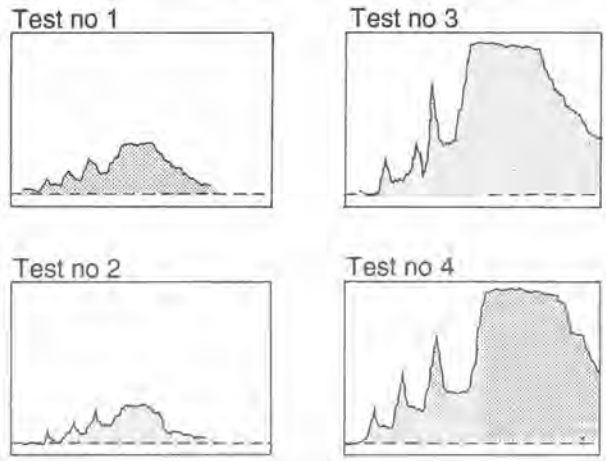


Fig. 10 Skjematisk illustrasjon av sandmengde som funksjon av tid. Eksemplene er fra 4 tester som ble utført i løpet av en 6-måneders periode i en brønn (Fra Risnes et al., 1982).

5. Operasjonelle forhold

Perforeringsstrategi

Det vil ikke være et en-til-en forhold mellom produksjonsrate og trykkfall, siden antall perforeringer er operatørens valg. I de fleste tilfeller vil også bergartens styrke variere i det aktuelle perforeringsintervallet. En kan derfor ha valget mellom å perforere kun de sterke sonene og ha et relativt lavt brønntrykk (dette forutsetter at det er god kommunikasjon til de svakere (og vanligvis mer produktive) sonene), eller en kan perforere også de svakere sonene og dermed øke antall perforeringer og redusere trykkfallet. For eventuelt å oppnå bedre kommunikasjon mellom sonene er det også aktuelt å sprekke opp formasjonen (hydraulisk frakturering), se Bale og Owren, 1992.

Ved dominans av strekkbrudd, vil tettheten av perforeringer også være et moment, siden en risikerer at kavitetene vokser slik at de slås sammen til store, og mindre stabile kaviteter.

Poretrykk i reservoaret

Over feltets levetid vil normalt poretrykket reduseres (hvis det eksempelvis ikke injiseres vann for å opprettholde trykket), og dette kan føre til at kokepunktstrykket underskrides nær brønnen og dermed også sammensetning av produsert væske. Den relative permeabiliteten til hver fase vil dermed endres over tid, noe som også påvirker produktiviteten og stabiliteten. Redusert poretrykk vil også endre spenningsbildet slik at faren for skjærbrudd nær brønnen øker.

Vann-gjennombrudd

Et annet fenomen som kan inntre etter noen tid er vann i produksjonsstrømmen, ved at f.eks. vannspeilet trekkes opp etterhvert som oljen tappes ut. Dette vil kunne redusere både kapillærkreftene og sementeringstyrken og dermed også redusere stabiliteten.

Syklisk belastning

I løpet av en brønns levetid vil den bli stengt og gjenåpnet mange ganger, noe som påfører formasjonen sykliske belastninger. Dette vil kunne endre formasjonens styrke-egenskaper og kan derfor endre grunnlaget for stabil produksjon.

Migrasjon av finpartikler

I en sandstein vil det alltid finnes en fraksjon av finpartikler som kan bestå både av kvarts og leire. Ved gitte betingelser (avh. av rate, fluidsammensetning etc.) kan disse finpartiklene mobiliseres og transporteres i væskestrømmen. Så lenge de produseres helt ut vil de ikke forårsake noen skade av formasjonen, men hvis de av en eller annen grunn avsettes i nærbrønnsområdet vil de kunne bidra til å redusere stabil produksjonsrate under det som er økonomisk forsvarlig, se Svendsen *et al.*, 1992.

6. Konklusjoner

1. Sandproduksjon er fortsatt et betydelig problem for oljeindustrien, også på norsk sokkel. Framtidige utbyggingsstrategier vil kreve forbedret sikkerhet ved prediksjon, samt metoder for aktiv sandkontroll med lang levetid (liten risiko for overhaling).
2. Det kan identifiseres 2 hovedmekanismer for sandproduksjon, strekkbrudd og skjærbrudd, som også vil kunne vekselvirke.
3. Det eksisterer metoder både for passiv og aktiv sandkontroll, men det er behov for videreutvikling av disse metodene.
4. En komplett prosedyre for prediksjon av sandproduksjon og dermed behovet for sandkontroll, bør baseres på både fysisk og numerisk simulering, hvor felt-data (logger, kjerner) og felt-erfaring er viktig informasjon i sluttvurderingen.
5. Et produksjonssystem er et dynamisk system, og det vil kunne inntre store forandringer både i fluid- og bergartsegenskaper i løpet av et felts levetid. Dette vil også påvirke strategien for den initielle kompletteringen av en brønn.

Referanser

Bale, A., Owren, K. 1992: Propped fracturing as a tool for sand control and reservoir management. SPE 24992. European Petr. Conf., Cannes, November 16-18.

Bratli, R.K., Risnes, R. 1981: Stability and failure of sand arches. Soc. Pet. Eng. J., April.

Fjær, E., Holt, R.M., Horsrud, P., Raaen, A.M., Risnes, R. 1992: Petroleum related rock mechanics. Elsevier, Amsterdam.

Halleck, P.M., Damasena, E. 1989: Sand production tests under simulated downhole conditions using shaped-charge perforated well cores. SPE 19748, 64th Annual Techn. Conf. and Exh., San Antonio, Okt. 8-11.

Morita, N., Whitfill, D.L., Massie, I., Knudsen, T.W. 1987a: Realistic sand production prediction: Numerical approach. SPE 16989. 62nd Annual Techn. Conf. and Exh., Dallas, Sept. 27-30.

Morita, N., Whitfill, D.L., Fedde, Ø.P., Løvik, T.H. 1987b: Parametric study of sand production prediction: Analytical approach. SPE 16990. 62nd Annual Techn. Conf. and Exh., Dallas, September 27-30.

Risnes, R., ,Bratli, R.K., Horsrud, P. 1982: Sand arching - a case study. EUR 310, European Petr. Conf., London, Okt. 25-28.

Svendsen, O., Kleven, R., Aksnes, N., Hartley, I. 1992: Stimulation of high rate gravel packed oil wells damaged by clay and fines migration: A case study, Gullfaks Field, North Sea. SPE 24991. European Petr. Conf., Cannes, November 16-18.

Tronvoll, J. 1993a: Investigation of cavity failures for sand production prediction. Dr.Ing. Avhandling 1993:79, NTH.

Tronvoll, J., Papamichos, E., Kessler, N. 1993b: Perforation cavity stability: Investigation of failure mechanisms. Intl. Symp.: Hard Soils - Soft Rocks Proc., Aten, Sept.

Tronvoll, J., Kessler, N., Morita, N., Fjær, E., Sanatrelli, F.J. 1993c: The effect of anisotropic stress state on the stability of perforation cavities. 34th U.S. Symp. on Rock Mech. Proc., Madison, Juni 27-30.

Unneland, T, Waage, R.I. 1993: Experience and evaluation of production through high-rate gravel-packed oil wells, Gullfaks Field, North Sea, SPE Production and Facilities, Vol. 8, No. 2.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

DYPKOMPRIMERING AV STEINFYLLING I NJUPSVIKANE PÅ KOLLSNES

Deep compaction of rockfill in Njupsvikane at Kollsnes

Sivilingeniør Arne Stordal, NOTEBY A/S
Sivilingeniør Arne S. Simonsen, NOTEBY A/S

SAMMENDRAG

A/S Norske Shell er i ferd med å bygge landterminalen for gass fra Troll-feltet på Kollsnes i Øygarden. Områdeplanering for væskefangere har bestått av mudring, fylling og dypkomprimering med fallodd.

Det er utført en mengde ulike målinger på denne steinfyllingen for å verifisere effekten av dypkomprimeringen og for å kontrollere utviklingen av krypsetninger mot prognosene fra planleggingsfasen. Så langt ser det ut til at dypkomprimeringen har hatt den tilsiktede effekt.

SUMMARY

A/S Norske Shell is currently conducting construction of the Onshore Plant for gas from the Troll field at Kollsnes in Øygarden. Site preparation for the Slug Catchers has comprised dredging, rock filling and deep compaction by heavy tamping.

This rockfill has been monitored by miscellaneous measurements to verify the effect of deep compaction and record creep settlements in comparison with design prognosis. So far, the measurements confirm that deep compaction has given the effect aimed at.

1. INNLEDNING

A/S Norske Shell er som operatør i ferd med å bygge ut landterminalen for gass fra Troll-feltet i Nordsjøen. Terminalen bygges på Kollsnes i Øygarden kommune, nord-vest for Bergen.

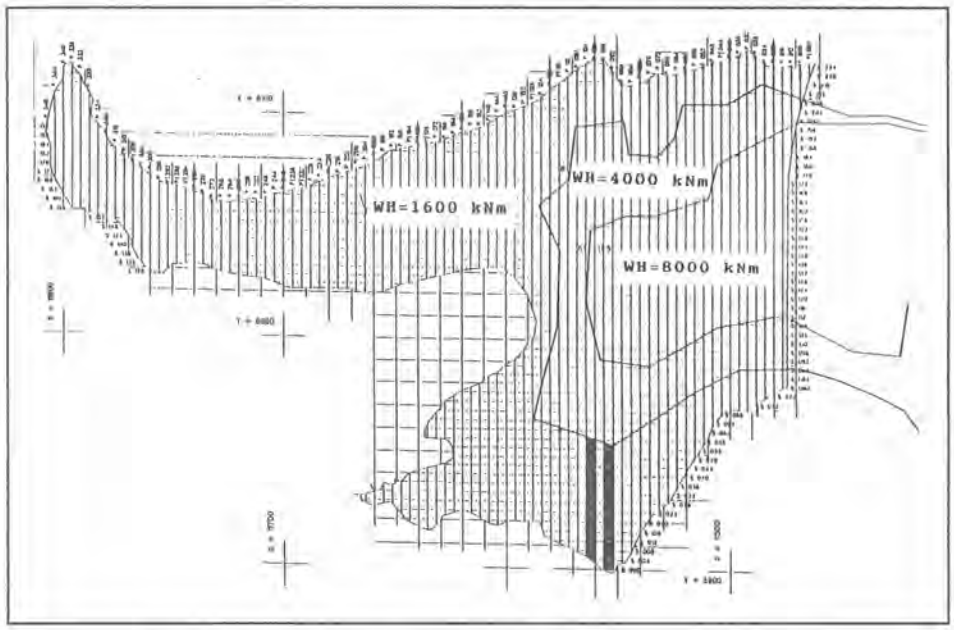
Det er besluttet å legge væskefangere til området Njupsvikane helt sør-vest på anleggsområdet. Njupsvikane var opprinnelig en to-delt bukt med store skjellsandavsetninger på sjøbunnen, se forøvrig Figur 1. Strenge krav til setninger gjorde at spesielle tiltak måtte settes i verk for å sikre en fundamentering med minimale setninger i operasjonstiden, ca. 50 år.

Grunnlaget for områdeplaneringsarbeidene var at Njupsvikane skulle mudres fri for skjellsand, fylles opp med stein mot en ytre barriere og komprimere denne steinfyllingen med dynamisk dypkomprimering. For å sikre et optimalt resultat, ble det bestemt å ha uavhengig teknisk oppfølging og kontroll av disse arbeidene. A/S Veidekke/NC var entreprenør for områdeplanering, og NOTEBY fikk kontrakt med kontroll og oppfølging, og benyttet NGI som underleverandør på måleteknikk.

Prosjektering av steinfyllingen med tilhørende setningsanalyser er utført av NOTEBY gjennom prosjektgruppen Aker Kellogg Joint Venture og Multiconsult.

2. MUDRING OG STEINFYLLING

Mudring pågikk hele sommeren -92 med ulike mudringsfartøy og metoder. Hoveddelen av de 77.000 m^3 ble tatt opp med sugemudring. Kravet til rensk mot morene/fjell ble satt til 0,2 m i snitt og 0,3 m som maksimum. Dykkerfirmaet Amundsen Diving A/S ble engasjert til å verifisere kvaliteten på rensk.
Mudringsarbeidene ble avsluttet og godkjent 21.09.92.



Figur.1. Njupsvikane (nord mot venstre).

Opprinnelig tidsplan forutsatte at steinfyllingen skulle starte når mudring var ferdig, og fylling skulle første utføres ved å etablere barrieren.

Komprimeringen skulle starte opp når fyllingen bak barrieren var ferdig. På grunn av at mudringsarbeidene tok lengre tid enn planlagt, ble det besluttet å endre på framdriftsplanen for å ta igjen tapt tid.

Delområder innerst i vika som ble godkjent etter mudring ble fyllt ut suksessivt. Barrieren ble bygd i slutten av fyllingsperioden og komprimering startet opp på fylling innerst, dog med klare krav til minste avstand fra fyllingsfront som ble satt lik fyllingshøyde ved tipp.

Steinmassene ble tilkjørt fra landfallstunnelene og fra sprengning i prosessområdet og selve væskefangerområdet.

Krav til største steinstørrelse var 1 m^3, og stein skulle ikke inneholde anrikninger av humusholdig materiale eller subbus. Massene ble kjørt til tipp ved fyllingsfot og doset ut i sjøen.

3. DYNAMISK DYPKOMPRIMERING

Hovedarbeidet i Njupsvikane var å dypkomprimere steinfyllingen ved hjelp av fallodd. Denne metoden har vist seg å gi god dybdevirkning når energitilførselen er tilpasset fyllingstykkelsen.

Metoden blir utført ved at et lodd blir sluppet fra en gitt høyde med et visst antall repetisjoner for hvert punkt. Dette gjentas i et rutemønster over fyllingsoverflaten. Etter planering for første overfart repeteres dette i et nytt og forskjøvet rutenett. Antall fall pr. punkt, ruteavstand i de ulike overfartene og antall overfarter vurderes m.h.p. energitilførsel. Metoden tillater lett endrede rutiner underveis i arbeidet, og dette ble også tilfellet for dypkomprimeringen i Njupsvikane.

3.1 Planlagt prosedyre

Arbeidet startet i østre del av Njupsvikane 30.09.92 og var fullført ved den sentrale delen av barrieren den 12.02.93, se forøvrig Figur 1.

Tilført energi pr.slag var planlagt etter den empiriske formelen:

$$d = k\sqrt{WH}$$

der:
- d = influensdybde
- W = loddvekt i tonn
- H = fallhøyde i m
- k = empirisk konstant

Konstanten k varierer med type grunnforhold, ref.(1), og en verdi på k = 0,8 ble anbefalt for den aktuelle steinfyllingen. Fyllingsarealet ble derfor delt inn i tre ulike soner for energitilførsel basert på dybder til fjell, se forøvrig Figur 1 og Tabell A.

Arbeidene var planlagt utført fra kote +2,5 for å unngå sjøvann i kraterene. Å slippe lodd i krater med vann vil føre til en hydraulisk effekt på steinpartikler, slik at det kan være en ekstra sikkerhetsrisiko i tillegg til reduksjon av komprimeringseffekt. Det ble også opprettet en sikkerhetssone med radius 50 m fra aktuelt komprimeringspunkt.

Fjellnivå	Fyllingstykkelse, d(m)	Energi, WH (kNm)
< -10	< 12,5	1600
-10 til -17,5	12,5-20,0	4000
-17,5 til -27,5	20,0-30,0	8000

Tabell A: Planlagt energiinndeling.

Antall fall pr. punkt var bestemt å være i området 6-8, men skulle vurderes kontinuerlig på stedet av NOTEBYs representanter. Planlagt utførelse inkluderte rutemønster og antall overfarter som vist i Tabell B:

Energi WH (kNm)	Overfart	Rutemønster (mm)
1600	Primær Sekundær Tertiær	4 x 4 3 x 3 3 x 3
4000	Primær Sekundær Tertiær	4 x 4 3 x 3 3 x 3
8000	Primær Sekundær Tertiær Kvartær (vurderes)	4 x 4 3 x 3 3 x 3 3 x 3

Tabell B: Planlagte overfarter og rutemønster.

3.2 Utstyr

Det ble benyttet to kraner av typen American Hoist og tre lodd med opprinnelig vekt 12,0, 16,2 og 25,0 tonn. De to førstnevnte ble sluppet med én-parts wire hengende på i hele fallet, mens 25-tonns loddet ble sluppet som fritt fall.
En benyttet da en hydraulisk styrt klype til å feste i en stålplate på loddet. Klypa ble senket og plassert på stålplata manuelt, slik at hvert fall tok lengre tid for denne prosedyren.

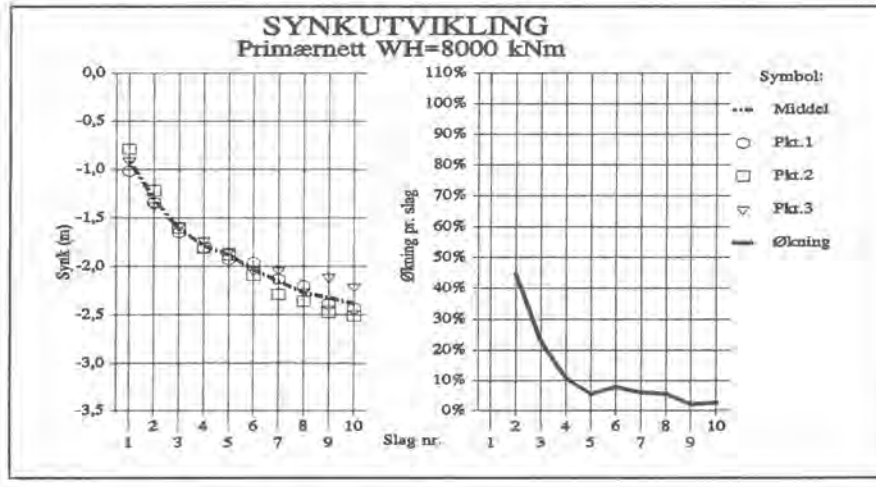
Etter en overfart, ble kraterne fylt igjen fra omliggende masser, planert og valset. Dersom det da var behov for å tilføre ny masse, ble dette gjort etter planering og profilering. Profilering ble så gjentatt etter utlegging og plassering av nye masser.

3.3 Nødvendige endringer

Det viste seg under arbeidene at en måtte endre de planlagte prosedyrene på grunn av praktiske problem som oppsto.

* Optimalt antall fall pr. punkt ble fastlagt på basis av prøvekomprimering. En slik prøvekomprimering ble fortatt for hvert rutenett og for hvert energinivå. å . Prøvekomprimeringen besto av å slippe loddet 10 ganger i ett punkt med måling av synk for hvert fall. Dette ble gjentatt i to andre punkt. Antall fall pr. punkt ble så vurdert ut fra middelverdien på tre krater. Resultat av en slik prøveramming er vist på Figur 2.

* Ved oppstart av komprimering i primærnett med energi WH=4000 kNm, kom loddet ned i vann ved de siste fallene. I tillegg sank loddet så dypt at det var problematisk å dra det opp igjen. For å løse dette problemet ble det besluttet å utføre en "for-komprimering" i deler av 4000 kNm området, og i hele 8000 kNm området. Denne forkomprimeringen ble kalt "null-nettet", og ble utført med WH=1600 kNm i et 4 x 4 m rutenett.

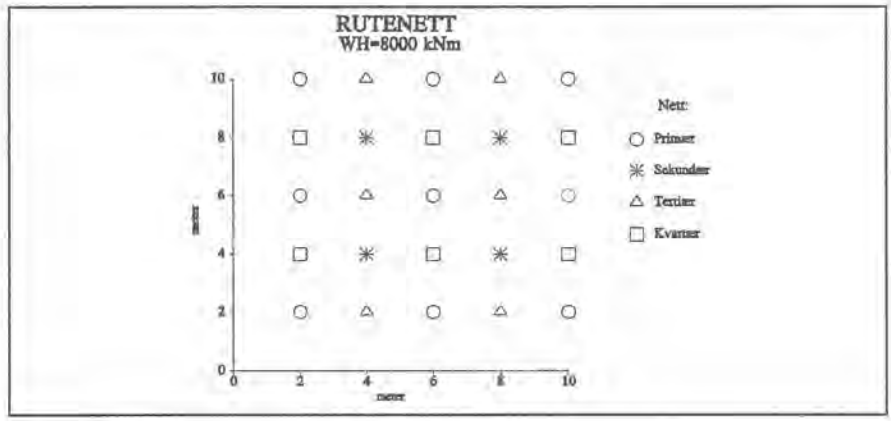


Figur 2: Prøveramming.

* Oppstart i primærnettet med WH=8000 kNm viste likevel at loddpenetrasjonen nådde ned i vann. Som et ytterligere tiltak ble hele 8000 kNm området hevet til kote +3,0 og planert før komprimering med lodd.

* Ved overgang til rutemønster 3 x 3 m i sekundærnett for WH=8000 kNm ble kraterene så store at punktene for neste krater ble liggende i kraterkanten. Når loddet så ble sluppet i neste punkt, veltet det ned i nabokrateret og gav svært liten komprimeringseffekt. Rutemønster for WH=8000 kNm omårdet ble da endret til 4 x 4 m i alle overfarter, se Figur 3.

* På grunn av at rutenettet ble endret fra 3 x 3 til 4 x 4 m og basert på målt volumreduksjon, ble også kvartærnettet utført i 8000 kNm området, men med rutemønster 4 x 4 m som før nevnt.



Figur 3: Rutenett.

3.4 Målinger under dypkomprimering

Som en del av oppfølgingen og kontrollarbeidet ble det utført målinger, både av entreprenør og byggherrens representant. Under komprimeringsarbeidene ble følgende målinger utført:

* Penetrasjon ved prøvekomprimering.

* Endelige kraterdybder i ca. 10% av punktene.

* Profilering i 10 x 10 rutenett. Utført på avrettet overflate før og etter komprimering og eventuelt før og etter oppfylling.

* Romvektsmålinger og korngradering av steinmaterialet. Fem groper før, og fem groper etter dypkomprimering.

* Kontrollveiing av lodd. Den største slitasjen ble selvsagt målt på 25-tonns loddet som ble brukt ved høyeste energinivå.

3.5 Resultat av dypkomprimering

Programmet som ble gjennomført er sammenfattet i Tabell C. Totalt 63734 lodd-slipp ble foretatt, noe som gir en overført energi pr. fyllingsvolum på ca.480 kNm/m^3.

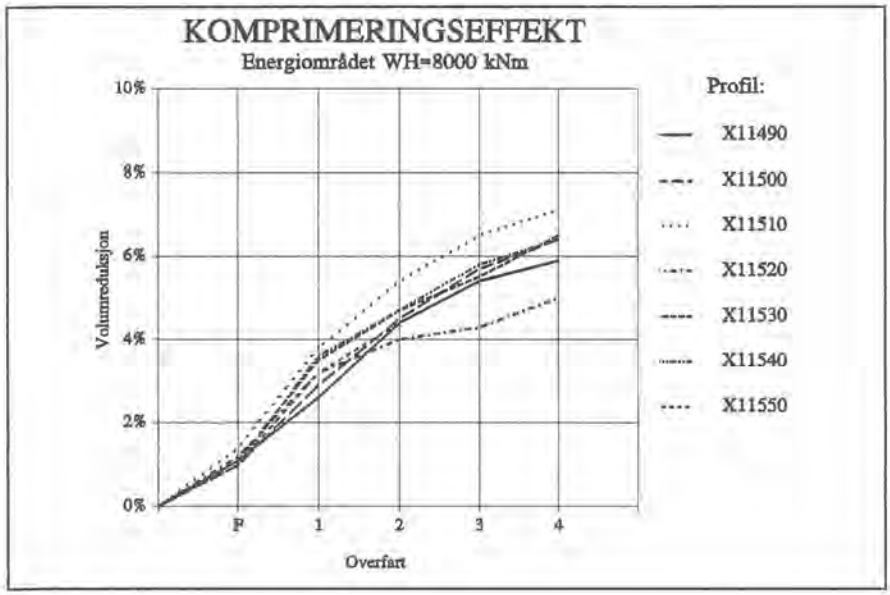
Energi	Nett	Antall krater	Antall slag pr.krater	Rutenett
1600	Null	712	6	4 x 4
	Primær	1178	6	4 x 4
	Sekunær	1986	6	3 x 3
	Tertiær	2032	7	3 x 3
4000	Primær	533	6	4 x 4
	Sekundær	853	6	3 x 3
	Tertiær	8512	8	3 x 3
8000	Primær	408	6	4 x 4
	Sekundær	396	6	4 x 4
	Tertiær	414	7	4 x 4
	Kvartær	426	8	4 x 4

Tabell C: Utført program.

Effekten av dypkomprimeringen er vist som gjennomsnittlig volumreduksjon på Figur 4. Denne figuren gjelder det dypeste området som ble komprimert med WH=8000 kNm. Etter fire overfarter er den gjennomsnittlige volumreduksjonen i området 6%.

Videre lagvis utlegging og komprimering med 20 tonns selvgående valse ble også fulgt opp med målinger av entreprenøren. Målingene viser tilsvarende volumreduksjon for dette topplaget etter seks passeringer.

Gjennomsnittlig volumreduksjon ved dypkomprimering for den opp til 30 m tykke fyllingen i sjø tilsvarer minst effekten av lagvis utlegging og komprimering med 20 tonn valse i seks overfarter. Maksimum lagtykkelse ble satt til 1,5 m.



Figur 4: Volumreduksjon.

4. MÅLINGER

I tillegg til målinger under selve dypkomprimeringen, ble det utført et omfattende måle- og instrumenteringsprogram for steinfyllingen i Njupsvikane. Følgende målinger er utført, og noen har pågått til september -93:

- Jordtrykksmålinger på kote -18,5.
- Platebelastningsforsøk med platediameter 2,5 m.
- Seismiske målinger før og etter komprimering.
- Helningsmålinger med inklinometer.
- Deformasjonsmålinger av bolter i barriere.
- Setningsmålinger på ulike nivå i fyllingen.

4.1 Jordtrykksmålinger

Jordtrykksceller ble bygd inn i to steingabioner og senket på plass før utfylling. Gabionene har gradvis finere korngradering fra stein ytterst mot nettet til sand rundt sensorene. En gabion har et hydraulisk målesystem, og den andre har et elektrisk system. Jordtrykksmålingene har pågått i hele perioden med korte intervall i starten økende til ca. en gang i måneden på slutten.

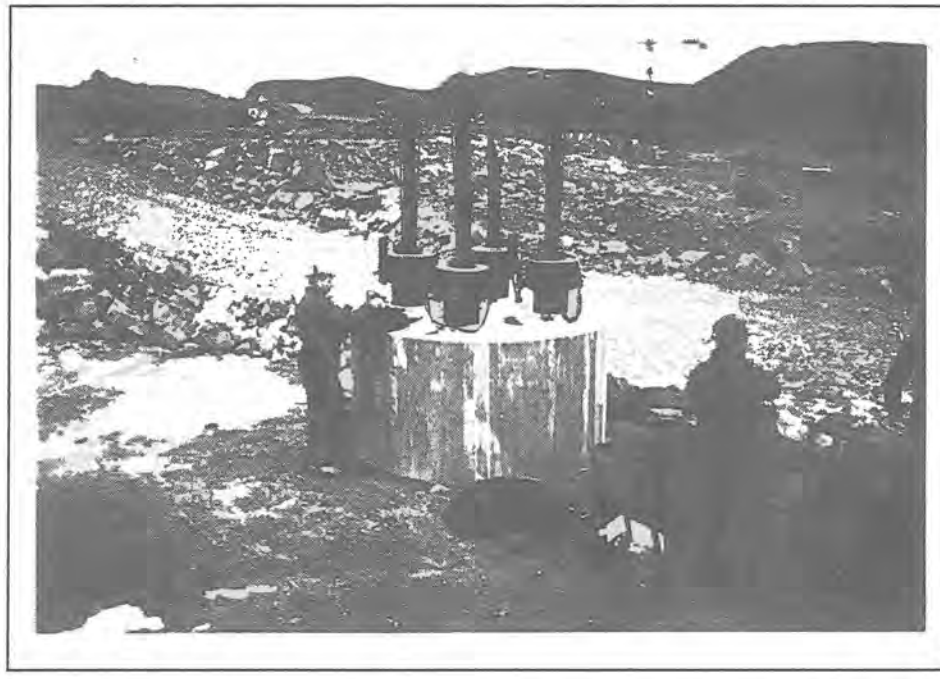
Resultater fra jordtrykkmålinger:

* Effektive spenninger i tre retninger.
* Hviletrykkskoeffisienten.
* Gjennomsnittlig tyngdetetthet.
* Gjennomsnittlig porøsitet.

4.2 Platebelastningsforsøk

Det ble utført to forsøk h.h.v. på ferdig dypkomprimert fyllingsoverflate på kote +1,7, og på oppfylt nivå kote +4,6 lagvis utlagt og komprimert med valse.

Påføring av last ble gjort via jekker på fire stag à 19 spenntau forankret i fjell. Stagene gikk gjennom platen og ble oppspent på toppen av denne, se Figur 5. Trinnvis pålastning ble utført først opp til 3000 kN, deretter avlastning før pålastning til 10000 kN.



Figur 5: Platebelastningsforsøk.

Resultat:

* Standard tolking av E_1 og E_2 moduler.
* Tilpassning til hyperbolsk modell med initiell stivhet basert på skjærmodul, G, og bruddlast basert på tgφ.
* Kryp-parametre fra tidsavlesinger.

4.3 Seismiske målinger

Seismiske målinger ble utført med tre ulike metoder:

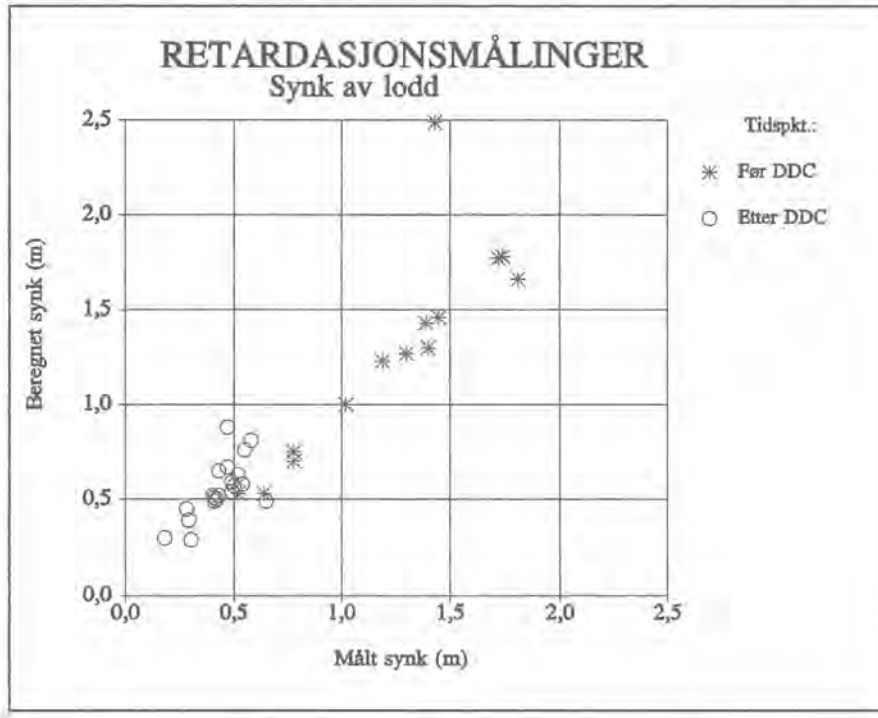
* Overflateseismikk (Rayleighbølge målinger)
* Hull-seismikk (Skjærbølge målinger)
* Retardasjon av lodd

De to førstnevnte ble tolket for maksimal skjærmodul, G_{max}, ned gjennom fyllingsprofilet. Overflateseismikk ble gjennomført i de samme tre profilene før og etter dypkomprimering. Hull-seismikk ble utført i to hull før og etter dypkomprimering.

Tolkninger av retardasjonsmålinger på lodd før og etter dypkomprimering ble utført for følgende parametre:

* Synk av lodd.
* Anslagshastighet.
* Ekvivalent fjærstivhet av steinfylling.
* Dynamisk kraft mot loddet.

Synk av loddet ble også registrert ved nivellement, og en sammenligning av målte verdier og tilbakeregnede verdier er vist på Figur 6.



Figur 6: Synk av lodd.

Målt synk og fallhøyde ble også brukt til en tilleggstolkning av intern friksjon, tgφ, i steinfyllingen. Verdier fra 20 målinger før og etter dypkomprimering:

* Før komprimering, tgφ= 0,85 (0,80 - 0,92)
* Etter komprimering, tgφ= 1,06 (1,02 - 1,11)

4.4 Inklinometermålinger

Seks kvadratiske kanalprofil ble installert gjennom steinfyllingen til fjell. Helningsmålinger med en inklinometersonde som senkes ned i kanalene er utført totalt sju omganger. Helningsmålingene gir grunnlag for tolkning av lateraldeformasjoner i de ulike nivå av fyllingsprofilet.

4.5 Bolter i barriere

I alt 33 bolter er montert i plastringssteinen på barrieren. Målinger av disse ble utført med totalstasjon for å observere hovedsakelig lateraldeformasjoner av barrieren som en verifikasjon på stabilitetsforholdene.

5. SETNINGER

I en steinfylling vil primærsetningene fra egenvekter være unnagjort i byggefasen, og langsiktige setninger vil være av sekundær karakter, altså kryp.

5.1 Forstudie

NOTEBY utførte i 1991 en forstudie for Norske Shell på forventede krypsetninger i Njupsvikane. En grundig litteraturstudie av målte krypsetninger ble utført for å etterberegne krypparametre fra dypkomprimerte steinfyllinger, bl.a. fra Solheimsvatnet i Bergen, ref.(2).

En todimensjonal FEM-modell ble analysert med programmet CREEP, basert på antatt tyngdetetthet og fyllingsnivå på dette tidspunktet. Beregningen ble utført ved å separere volumetrisk kryp og skjær kryp, ref.(4). Typiske beregningsresultat for det dypeste partiet i Njupsvikane gav følgene utvikling:

Tid fra utfylling: (år)	Krypsetning (mm)
1,5	32
5	45
25	62
50	69
100	75

For å forenkle senere etterberegning av måledata ble resultatene fra FEM-analysen tilpasset med følgende enkle krypmodell, ref. (3) og (4):

$$\delta = \sum \beta_i H_i \sigma_i' \log(t/t_0)$$

der σ_i' = gjennomsnittlig effektiv spenngning i lag nr. i

H_i = tykkelse av lag nr. i

β_i = krypparameter (m^2/kN) for lag nr. i.

Krypparameteren β er gjenstand for tilbakeberegning fra måledata. Tyngdetetthet er bl.a. tilbakeberegnet fra jordtrykksmålingene, og gir følgende nye gjennomsnittsverdierverdier:

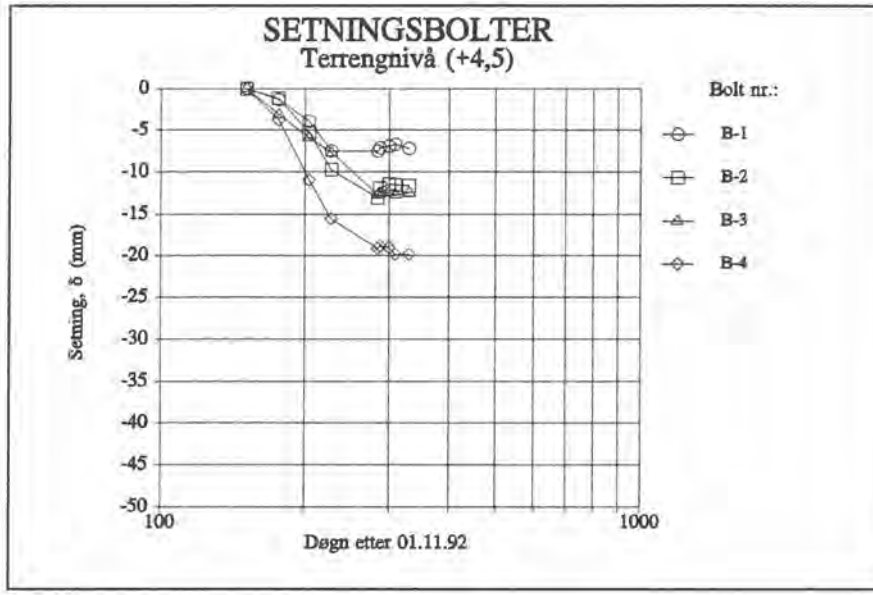
$$\gamma_t = 20,6 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = 12,7 \text{ kN/m}^3$$

5.2 Måleresultat

Målepunktene for setninger i Njupsvikane består av 13 bolter (20 montert) i betongkaker på fyllingsoverflaten samt 11 stenger montert gjennom foringsrør og fastholdt på ulike nivå i fyllingen. Dise nivåene er kote -4, -10 og -18.

Som tidsreferanse for opptegning av resultater er valgt 01.11.92 da fylling ble utført for de ytterste punktene i Njupsvikane. Installasjon av bolter og stenger ble utført i mars 1993, og avlesninger har pågått i tiden 1.04.93 til 17.09.93. Dette er noe knapp tid å tolke krypparametre. Noen resultater fra målingene er vist på Figur 7.



Figur 7: Setningsmålinger.

Fram til juni -93 var det fremdeles effekter som vanligvis tilhører primærdelen av setningskurven. Først ved de 4-5 siste målingene viser målingene en log-lineær utvikling i tråd med rent kryp, og denne delen av kurvene er brukt til tolkning.

Fra boltene på terrengoverflaten får vi bare en gjennomsnittlig verdi for hele fyllingshøyden til fjell. For punkt der vi har både bolt på terreng og stenger til ulike nivå er det foreløpig tilbakeberegnet β-verdier for ulike lag gjennom fyllingen.

Så langt ser det ut til at dypkomprimeringen har hatt den tilsiktede effekt med hensyn til oppnådd komprimeringsgrad og forbedring av deformasjonsegenskaper.

6. SLUTTKOMMENTAR

Det er lagt vekt på å beskrive selve dypkomprimeringsarbeidet og effekten på krypsetningene i steinfyllingen. De andre målingene og registreringene som ble utført i Njupsvikane er bare nevnt overfladisk. Disse målingene og tolkningene av disse gir grunnlag for svært mange faglige utfordringer.

Til slutt en takk til A/S Norske Shell for velvillighet ved presentasjon av resultater fra arbeidene ved Kollsnesanlegget, til NGI for engasjerende samarbeid, assistanse og tolkning av målinger og til kollegaer i NOTEBY som har bidratt til at arbeidene i Njupsvikane ble utført på en best mulig måte.

REFERANSER:

1. Mitchel,J.K. (1981):
Soil improvement. State-of-the-Art Report.
Session 12. Vol.4, pp.509-565.
X ICSMFE, Stockholm 1981.

2. NOTEBY (1984):
Bergen Postterminal. Solheimsvannet.
Sluttrapport. Rapport nr. 12183, 10.juni 1984.

3. Svanø, G. (1993):
Personlig kommunikasjon.
EURODYN'93, Trondheim.

4. A/S NORSKE SHELL (1992):
Troll Phase I
Doc. X-Q-RE-118-02.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

NYE FUNDAMENTERINGSLØSNINGER FOR OLJEINSTALLASJONER I NORDSJØEN

New Foundation Concept for Offshore Structures

T.I. Tjelta, Statoil

SAMMENDRAG

En betydelig endring i praksis for fundamentering av stålunderstell vil bli innført i Nordsjøen sommeren 1994. Da vil en stigerørsplattform i Europipe transportsystem for gass til Tyskland bli installert på blokk 16/11 i norsk sektor. Denne fagverksplattformen i stål vil ikke som tilsvarende stålunderstell bli pelet fast til havbunnen. Den vil derimot stå på sirkulære fundamentplater, en i hvert hjørne som igjen er omkranset av et såkalt skjørt. Disse skjørtene trenger 6 meter ned i den faste havbunnen av sand. For trykkrefter fra egenvekt og bølgelaster fungerer disse fundamentplatene som et vanlig fundament, men når veltemomentet fra de aller største bølgene gir oppløftkrefter større enn egenvekten motstår disse fundamentene denne strekkraften vha sug. Det forhold at sug kan utnyttes som en del av fundamentkapasiteten i sand er ikke opplagt og har derfor blitt grundig dokumentert gjennom modellforsøk i felt og laboratorier. Denne artikkelen beskriver utviklingen av denne fundamenttypen og er en oppdatert versjon av et foredrag fra september 1992 i London: Society for Underwater Technology, Volume 28: Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour, utgitt 1993. T.I. Tjelta and G. Haaland: "Novel Foundation Concept for a jacket finding its place"

SUMMARY

A major departure from traditional foundation practice for steel jackets has been developed based on the experience with skirts for huge concrete gravity platforms. The method, using plate-skirt foundations or perhaps better described as "skirted mudmats" or skirtpiles, will provide bearing capacity for compressive loads in the same way as gravity structures. Overturning uplift forces will be resisted by suction. This is a new concept in sand, and has been verified by offshore field tests and onshore laboratory tests. This is a description of the philosophy and efforts behind the development. The principles will be applied for the Europipe riser platform at Norwegian block 16/11. This paper is an updated version of a presentation in London in September 1992: Society for Underwater Technology, Volume 28: Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour, published 1993. T.I. Tjelta and G. Haaland: "Novel Foundation Concept for a jacket finding its place"

1 WHAT IS NEW?

This paper presents a new foundation concept for jackets, see fig.1. In reality it is not a completely new foundation. It is the evolution of the raft foundation combined with piles. To fully appreciate the particularities of this foundation, it is necessary to look back on the use of gravity foundations in the North Sea.

The history of gravity foundations in offshore engineering starts with the Ekofisk storage tank in 1972. Since then several gravity foundations have been placed in the North Sea. The common principle is that gravity provides sufficient stability against the overturning loads from environmental loads. Horizontal sliding, which is sometimes the governing foundation failure mode, is taken care of by sufficient gravity load and often assisted by skirts penetrating into the seabed. Skirts is also usually an important measure against scour.

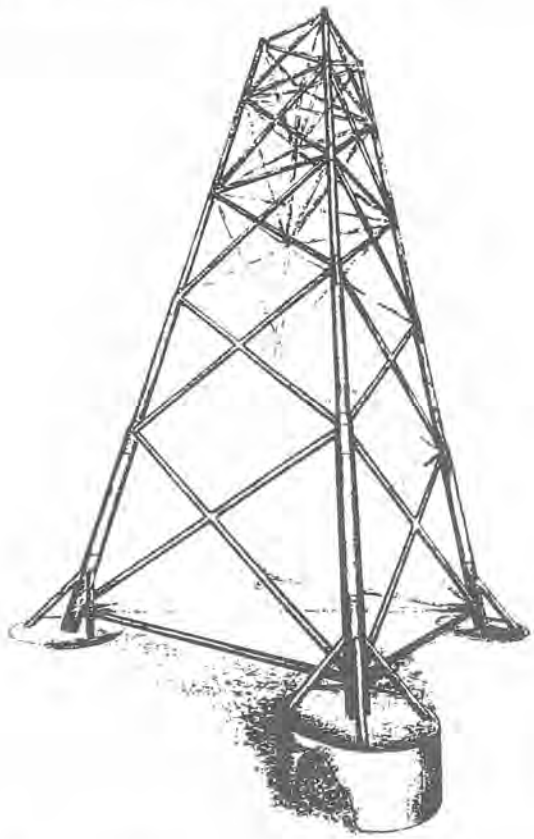


Fig. 1: Artist view of jacket with plate-skirt foundations

In the eighties, skirts were actively used to transfer loads through soft top soils down to more competent soil layers, e.g. the Gullfaks C structure ref. /1/. In that respect, the skirts were now looking like giant piles, with diameter in the range of 20-30 meters and lengths of the same magnitude. These skirts resembles the piles in many ways. The Gullfaks C skirts carries most of the platform dead weight as friction on the skirt walls. The intention of the skirts were to transfer environmental forces down to stronger soil layers, which is also often the case with a pile foundation. Hence the name "skirtpile" is adopted for this kind of foundation.

But, an important difference is still visible. The skirtpile, with its giant diameter, finds the main capacity contribution from bearing capacity of the cross sectional area. This is very visible for the Snorre TLP foundations, ref. /2/, which is another application of the very efficient principle of skirtpiles. Both compression and tension capacity of such foundations in clay, which are almost identical, are dominated by the bearing capacity contribution whilst the friction capacity in the unconsolidated state (i.e. after installation when high porewater pressures exists), is almost negligible. The fact that compression and tension capacity is almost identical is another difference between piles and skirtpiles. This difference is, however, believed to be more out of tradition than of an actual conceptual and rational reasoning. There is no reason why the end bearing of piles should not be equal for compression and tension loading in clay, and be included in the capacity predictions.

The first time tension capacity or uplift capacity of skirtpiles were considered, was for the Gullfaks C structure. Although only to a very modest degree, the tensile stresses at the heel of the platform from an elastic distribution of overturning moment were conceptually taken care of by a reversed type of bearing capacity consideration. The next time real tension capacity were utilised was the Snorre foundations. However, this was in clay.

The status with respect to gravity and TLP foundations can then be summarised:

- Standard gravity foundations have developed over the last 20 years to include skirts which in addition to providing scour protection and sliding resistance also transfer loads down to deeper and often stronger strata.

- Skirts have dramatically changed the concept of a gravity foundation in clay to being an universal foundation that can take not only compressive loads, but also tensile loads. Conceptually these skirtpile foundations are different from a pile foundation in that reversed bearing capacity rather than friction, is the main source for tension capacity.

- So far, only undrained tension capacity in clay have been considered. The next logical step would then be to look at drained and partly drained conditions in cohesionless soils.

2 IS TENSION OR UPLIFT CAPACITY IN SAND POSSIBLE?

Why has not tension capacity of foundations on sand been much considered in the past? As mentioned above, gravity has often been the principle for foundation of concrete structures, and for jackets the limited tension capacity required for the often huge and heavy structures have been noncontroversial for the pile groups in question. It also adds to the fact that for long offshore

piles, a significant portion of the pile is often in clay. Consequently no great need for tension capacity in sand have been present.

The new concept of skirtpiles have changed this need. The skirtpile principle applied on jackets, one per leg, have raised the question of a possible contribution from suction capacity. Applied on jackets, this principle has evolved from two directions. The first being the scaling down of skirtpiles from gravity structures. The second one from the need to improve unpiled stability of jackets by providing mudmats with skirts, first looked into for the Veslefrikk jacket, and since then studied for a number of jackets, ref. /3/. In this application the principle have been named "skirted mudmats", "bucket foundation" and recently "plate-skirt foundation", the latter probably the most descriptive name.

When looking into the uplift capacity of a plate-skirt foundation on sand, one immediately has to decide whether the nature of the actual problem is drained or undrained. And if the environmental loads on a jacket can be judged to give undrained or partly drained behaviour of the actual soil, still an important question remains: What maximum gradient can be allowed in order to avoid erosion, local failure and loss of capacity? As can be seen in ref. /3/, plate-skirt foundations on sand with the inherent limitations that lays in a conservative application of traditional theory for static waterflow in permeable soils yields no large cost savings over pilefoundations. The need for additional ballast to limit the uplipft forces on the foundation is the main reason for this conclusion.

Also a strong limitation in the application of plate-skirt foundations on sand is that skirt depth is an important parameter both to provide scour protection and to provide suction capacity. But again, the limitations in current empirical correlations do not support any significant skirt penetration in dense sand, and suction as additional driving force to penetrate skirts is questionable when only limited initial penetration has been achieved from deadweight. Again, an obstacle provided by current knowledge that prevents plate-skirt foundations to be an efficient alternative to pile foundations for jackets.

And that is really what this is all about: How is it possible to provide an alternative to pile foundations for jackets? And it all boils down to two simple questions: Can uplift capacity of skirtpile type of foundations in sand exceed the very limited drained or nearly drained capacity? And is it possible to penetrate skirts by deadweight and suction to any required depth?

To answer these questions, it might be appropriate to look at experience that many marine practitioners have. It is not unusual that diving companies and offshore contractors experience that equipment and structures placed on seabed get stuck when trying to retrieve them. This is not only the case for clay conditions. It is also often experienced when the seabed consist of fine sand and silt. Two examples will be mentioned here:

The first relates to a jacket installation in 1980 at the Valhall field south of Ekofisk. The soil conditions is a top dense to very dense fine sand layer of several meters thickness. When the jacket was placed on the seabed, it hit with one leg first and penetrated slightly more on this corner than the others, resulting in a jacket being out of level and failing to meet the installation criteria. Placing piles in the other corners did not change this fact, and attempts were made to lift the low corner with the heavy lift vessel. The jacket submerged weight in this phase was only

some 300 tons since boyancy tanks were still attached. After several attempts with average hook load in excess of 300 tons applied at the low corner of the jacket, no movement could be observed. The jacket had no mudmats, only an approximately 2 meter diameter packer box was in touch with the seabottom at each corner in addition to the stabbed main piles inside the legs. With continued attempts to lift the jacket swell caused the crane boom to move and peak loads exceeding 600 tons and a maximum load of 1200 tons were observed by the crane operator. Swell period was approximately 20 seconds. Only after many attempts was it possible to achieve a level jacket. Although these are dynamic loads influenced by the inertia of the total jacket load, they do indicate that a significant short term suction capacity was present in the sand.

The second example is from an initial soil investigation at the Gullfaks C location in November 1983. Because of the soft soil conditions it was considered beneficial to have one meter deep skirts on the seabed frame used for control and re-entry of the drill string. The frame was equipped with skirts around the perimeter, i.e. 3x3 meters square, and the submerged weight of the frame was approximately 8 tons. Soil conditions is 1-1.5 meter loose sand over normally consolidated clay. When bad weather made it necessary to abort the borehole and retrieve the seabed frame from the seabed, it was found to be stuck. With the constant tension winch pulling at its maximum capacity of 40 tons for more than one hour it was finally possible to retrieve the frame. Again this was an example of suction capacity in sand beyond what would be expected. It is also interesting to note that this capacity was not of a short term character.

These are only two examples out of several that indicate that suction capacity in sand is present. Based on these observations, small scale testing took place in the years from 1989 to - 91, some of them with a tin can and a small fishing scale on the beach. Others were more scientific and took place in the geotechnical laboratory with assistance from professor Lars Grande and his students in Trondheim. All tests indicated that suction capacity of plate-skirt foundations in sand was a real phenomenon, but difficult to investigate in small scale testing since tests behaved partly drained due to short drainage paths. Only in silt was it possible to perform undrained tests, and these tests showed capacities outside the range that could be predicted.

The conclusion from all work performed, both theoretical and experimental pointed in the direction that undrained suction capacity in sand is very dependant on permeability, or more precisely coefficient of consolidation, C_v. The next logical step to take from here would be to initiate a comprehensive research programme to document these initial findings and to develop the necessary models that could predict design capacities. But as already mentioned, the problem of performing realistic modeltests in sand was not only the traditional one of getting realistic effective stresses, but also the problem of getting realistic drainage conditions in relation to load periods. This is very fundamental as drained, partly drained or undrained behaviour is difficult to predict and even more difficult to agree on. Consequently only large scale tests were believed to be able to provide convincing arguments and test results that could support necessary model development. Further, only field tests could provide realistic penetration results.

3 FIELD TESTS

The benefits of performing field tests soon was attached to two primary needs which both concerned the feasibility of an economical plate-skirt foundation, i.e. the penetration and the

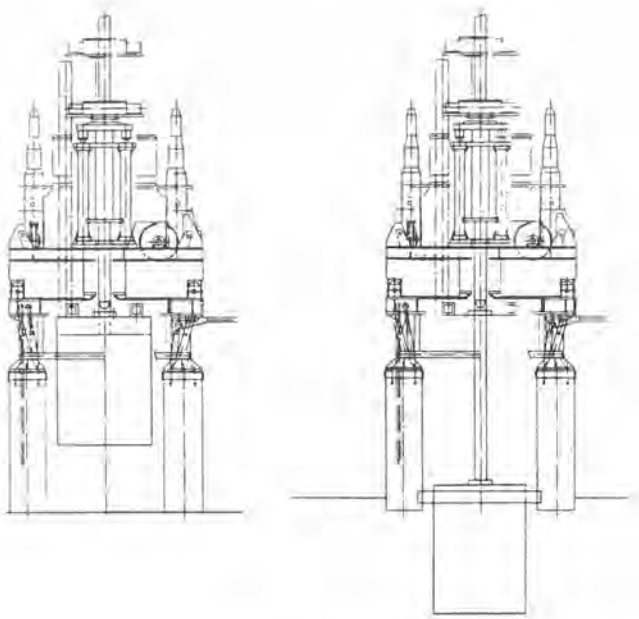


Fig. 2: Field test rig

suction capacity in sand. But also the effect of cyclic loading on such a foundation was a topic of great interest and the decision to include the ability to perform cyclic loading complicated the loading system.

The problem of skirt penetration was causing much concern prior to the field tests, and the limited initial penetration calculated was not felt to be sufficient to provide a good seal for continued suction penetration, see fig. 3. Predicted penetration resistance, dense sand.

The test structure that was arrived at for performing the field tests was restricted in dimensions to 3 x 3 meters cross sectional area to fit a standard moonpool of the soil investigation ships. The caisson simulating the plate-skirt foundation model was 1.5 meters diameter and 1.7 meters high, see fig.2. This caisson was fitted within four legs and could be penetrated to its full depth with suction alone or in combination with deadweight. Normally, the caisson was penetrated by weight to an initial penetration of up to 0.9 meters followed by suction penetration to the full depth.

Tests were carried out at three different sites, one at block 16/11 and two at the Sleipner field. Soil conditions at the sites are dominated by sand. At Sleipner T and block 16/11 the sand is very dense and at Sleipner B silty and clayey and of medium density. A typical test programme at one

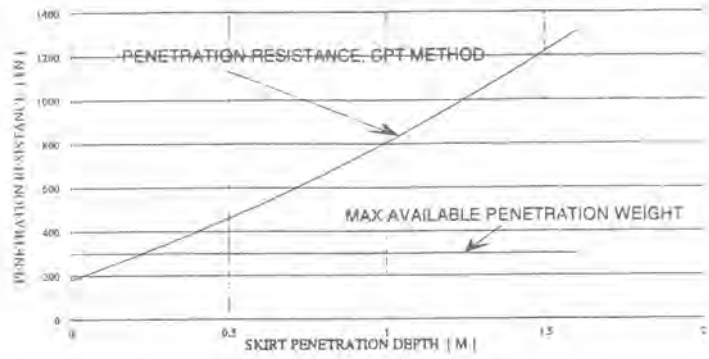


Fig. 3: Predicted penetration resistance, dense sand

location consisted of:

1. Penetration by weight
2. Permeability test
3. Static pullout test
4. Cyclic test program to failure
5. Cyclic program, long term (1 hr) at constant load, 50-60 % of static capacity.
6. Static pullout test
7. Drained pullout test

A total of 15 test locations at the three sites were carried out and the various test parameters were systematically varied. Examples of test results are shown in fig. 4: Penetration results and fig.5: Cyclic test results. A comparison between fig. 3 and fig. 4 is quite interesting from a geotechnical point of view and clearly shows the limitations of using empirical relations, but also shows the benefits of performing site specific field tests. In short, the problem of achieving sufficient skirt penetration is almost eliminated.

The cyclic testprogramme showed in fig.5 gives a clear indication that cyclic loads compacts the sand. It is further observed that even when average load in the cyclic load programme becomes tensile after 1400 seconds, the caisson still takes further load increase and many cycles before failure starts to develop.

The effect of cyclic loading on the static pullout capacity is shown in fig. 6 Static pullout test results from test location T4 and T5. Pull 1 is static pullout capacity after initial penetration, Pull 2 is after first cyclic programme, Pull 3 after second cyclic programme etc. The cyclic programme leads to an increased pullout capacity. Test T5 is giving an even higher capacity, and is showing the effect of a different penetration technique in addition to a comprehensive cyclic programme.

The results from the field tests were very encouraging. But could we now relax and conclude that the plate-skirt foundations were feasible?

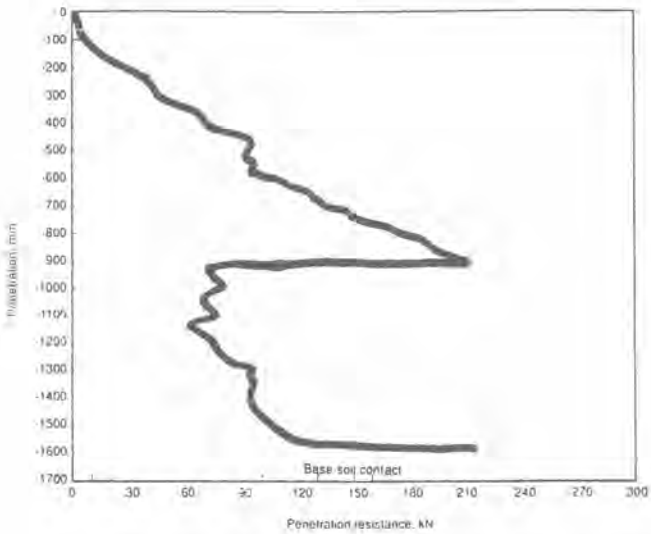


Fig. 4: Penetration results

4 SCEPTICISM AND FURTHER WORK

Following the field tests there were still many questions left to be answered. Offshore only the vertical pullout capacity had been tested. Questions left to be answered were: The effect of combined loads, would horizontal loads and moments open a crack at the rear of the skirt and how could *amount of drainage* be scaled to prototype dimensions.

These questions were addressed in two onshore laboratory test setups. One at the Geotechnical Institute, University of Trondheim / Sintef, and the other at NGI in Oslo. At Sintef a 0.8 m diameter plate with 0.6 m deep skirts was tested in a 4 m by 4 m bin filled with saturated sand. The Sintef tests aimed at investigating the effect of combined loads and through backcalculations of both field tests and laboratory tests calibrate theoretical models for capacity calculations. Good correlation between theoretical models and results from model tests offshore and onshore was achieved.

The NGI tests aimed at a fundamental understanding of failure mechanisms and how cyclic porepressures and gradients develop during loading to failure. In these test series the plate-skirt foundation was placed within a container making it possible to establish soil and porewater pressures similar to those existing at the tip of a 5 m deep skirt at 70 m of water. Very interesting results emerged from that programme and it was seen that cyclic gradients by far exceeded the limitations that apply to stationary conditions.

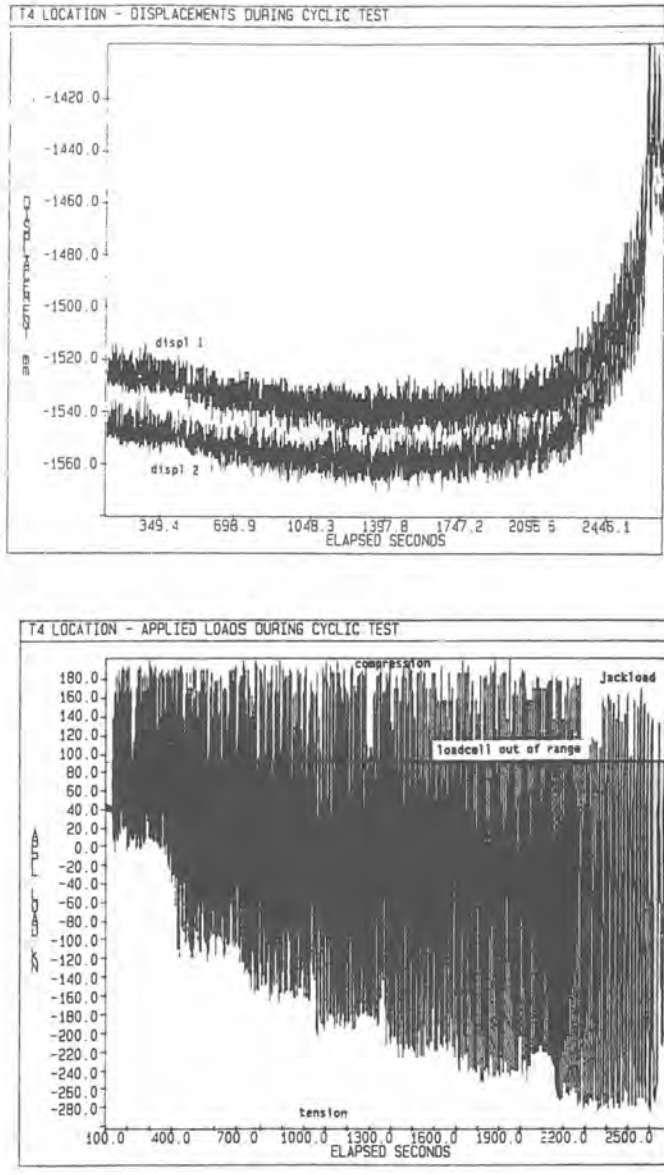


Fig. 5: Cyclic test results

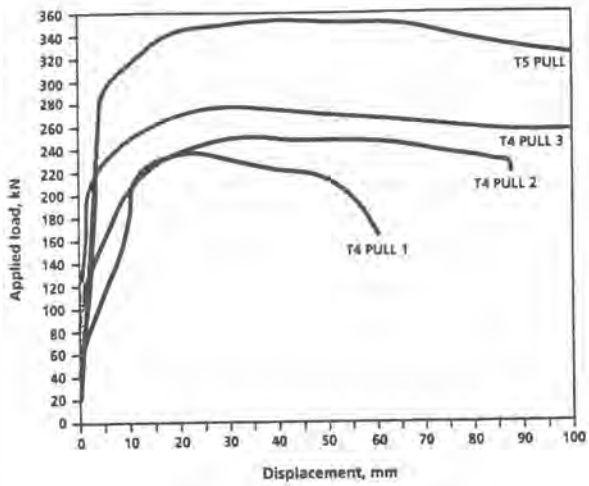


Fig. 6: Static pullout tests

All this work together with special features tested offshore, e.g. the testprogramme with a 15 mm diameter hole in the caisson to see the effect of a non sealed compartment, was aimed at satisfying all the scepticism that can realistically be mobilised.

Since these test that were carried out in 1992, a new test programme has been initiated at NGI, aiming at a study of penetration effects and to verify even higher tensile capacity, i.e. extreme dilation even at combined horizontal and vertical cyclic loads.

5 THE EUROPIPE 16/11-E RISER PLATFORM

The plate-skirt foundation principle will be used for the Europipe riser platform. This is a four legged platform with an on bottom weight of some 6-8000 tons (incl. future increase in deck loads) and base dimensions of 40 m by 40 m. In stead of the conventional mudmats and piles one 12 m diameter plate with 6 m deep skirt makes up the foundation for each leg. Each foundation carries a dead weight of 1650 tons and a maximum wave load of +/-2900 tons. The deadweight includes up to 500 tons ballast on each foundation. The ballast is placed on top of the foundation plate inside walls made by extensions of the skirts above mudline as shown in fig. 7.

The soil conditions at the 16/11-E location consist of a very dense fine sand in the upper 25 m. The tip resistance measured from cone penetration tests exceed 50 MPa from 2 m downwards. At 70 m water depth, the seabottom is very flat.

Installation of the platform is planned to be performed by a heavy lift vessel placing the jacket on the seabottom and let it settle under self weight. During this phase of installation, hatches on top

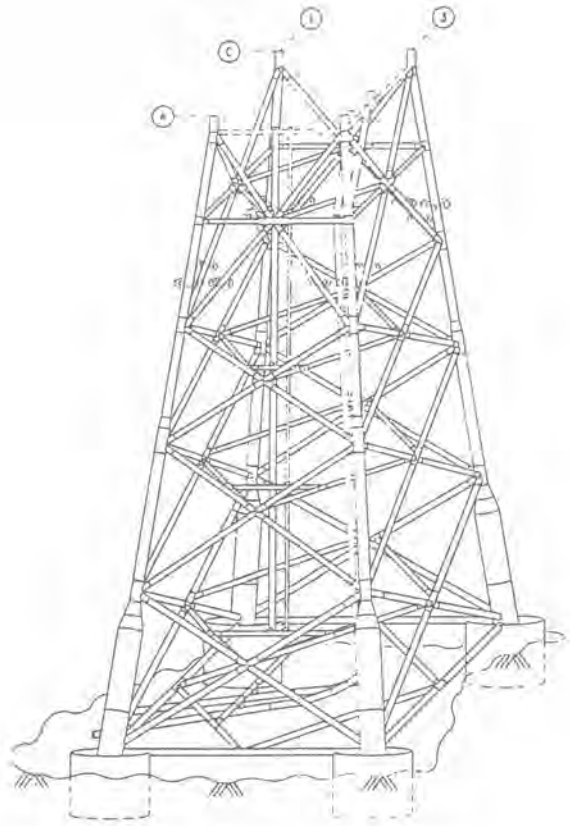


Fig. 7: Europipe riser platform

of the plates will be open to accommodate free flow of water out of the skirts. The selfweight penetration is estimated to be approximately 1 m based on results from the site specific field tests. Penetration down to the 6 m target penetration is accomplished by applying underpressure within the foundations by pumping out water. The maximum necessary underpressure is estimated to some 150 kPa. After penetration the void under the plates is filled with grout to ensure full contact between plate and soil.

The bearing capacity of the foundations is very large for drained compression loads which leads to large margins to carry the platform weight. The capacity to withstand the wave loading is assumed to take place at close to undrained conditions. Only the largest waves induce uplift forces at one leg. The uplift condition only last for a few seconds for the largest waves in the design storm.

Due to the novelty of the foundation only a part of the calculated uplift capacity of the skirt/plates is utilised. This uplift capacity is not much more than the sum of friction on skirts and weight of the soil plug inside the skirts. During the time until platform installation in may 1994, further work will be carried out in order to minimise or even eliminate the current amount of ballast.

The main advantages for the Europipe project in using the plate-skirt foundations is cost savings, both from savings in total steel weight, and shorter installation time.

6 ACKNOWLEDGEMENT

The authors acknowledge Statoil for the opportunity to work with such challenging projects. Also colleagues in Statoil, Asle Eide, Eiliv Skomedal and Morten Bærheim, as well as outside Statoil, in particular Lars Grande -NTH, Per Sparrevik -NGI and Hermann Zuidberg -Fugro-McClelland are acknowledged together with the remaining offshore field- test team of NGI, Fugro-McClelland and Coe Metcalf.

7 REFERENCES

[1] Tjelta T.I., Aas. P.M., Hermestad J. and Andenæs E. 1990, "The Skirt Piled Gullfaks C platform installation", Proceedings of 22nd Annual OTC May 1990, Vol. 4, pp. 453-462.

[2] Christophersen, H.P. (1992) "The non piled foundation systems of the Snorre field", SUT September 1992.

[3] Baerheim, M and Tjelta T.I. (1992) "Skirt-plate foundations for offshore jackets", ISOPE June 1992.

Mr. L.W. Teufel
Sandia National Laboratories, New Mexico, USA

GEOMECHANICAL BEHAVIOUR OF PETROLEUM RESERVOIRS

Manuskript ikke innlevert.

Sivilingeniør Åsmund Hansen
AF Oslo Entreprenør A/S

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

BERGSPENNINGER I NORGE OG PÅ DEN NORSKE SOKKEL

IN-SITU ROCK STRESSES IN NORWAY AND THE NORWEGIAN CONTINENTAL MARGIN

Morten Fejerskov, Institutt for geologi og bergteknikk, NTH

SAMMENDRAG

Ved hjelp av *in-situ* spenningsdata fra World Stress Map Fennoskandia Rock Stress Data Base og nye data tilgjengelige gjennom EF-prosjektet "Integrated Basin Studies - Dynamics of the Norwegian Margin", er et spenningskart over Norge og den norske sokkel framstilt. Kartet viser "state of the art" hva angår orientering av det horisontale spenningsfeltet i Norge og på den norske sokkel og danner dermed grunnlag for å identifisere regionale trender.

Barentshavet har et meget konsistent spenningsfelt med orientering N-S. Få målinger eksisterer langs Midt-Norsk sokkel, slik at det er vanskelig å bestemme det regionale spenningsfeltet i dette området. I nordlige del av Nordsjøen identifiseres en NW-SE trend, selv om variasjonen er stor. Sørlige Nordsjø er kjennetegnet av meget stor variasjon, der den største hovedspenningen enten står normalt eller parallelt Sentralgraben. Variasjonen i Nordsjøen skyldes trolig lokale spenningseffekter i forbindelse med mindre tektoniske strukturer.
Spenningsdata fra land korrelerer i store trekk meget godt med off-shore data (N-S orientering i nord og mer NW-SE i sør).

SUMMARY

Using *in-situ* stress data from the World Stress Map, the Fennoscandia Rock Stress Data Base and new data obtained through the EC-project "Integrated Basin Studies - Dynamics of the Norwegian Margin", a stress map from Norway and ajacent areas have been established. The stress map, showing horizontal stress directions in Norway and at the norwegian continental margin, is a "state of the art" presentation and forms the basis for identifying regional trends.

The Barents Sea show a very uniformly, N-S oriented stress field. At the Norwegian margin data are very sparsely distributed, which make it difficult to identify the regional stress field in this area. In the northern part of the North Sea a NW-SE trend is identified allthough the variation is high. In the southern part of the North Sea the variation is higher indicating a maximum horizontal stress is either normal og parallell to the Centralgraben. The variation of stress directions in the North Sea is mainly interpretated as local effects due to minor tectonic structures. Data from on-shore Norway correlate well with off-shore measurement, indicating a N-S trend in the north and a more NW-SE trend in the south.

INNLEDNING

Kjennskap til *in-situ* bergspenninger er meget viktig for forståelsen av en bergmasses oppførsel.
For rasjonell design av underjordsanlegg er spenningsretning og spenningsnivå avgjørende ved orientering og dimensjonering av åpne rom. Ved boring og produksjon av olje- og gassbrønner er de *in-situ* bergspenningene viktig både for borhullsstabilitet og reservoartekniske forhold.
I tillegg er bergspenningene nær koblet til platetektonikken. Kjennskap til *in-situ* spenningsfelt vil derfor øke forståelsen for geodynamiske prosesser i jordskorpen og benyttes ved seismisk risiko vurdering og jordskjelvprediksjon.

Før 1950 eksisterte ingen metoder for direkte måling av *in-situ* bergspenninger. Den utbredte holdning var at spenningene i bergmassen hadde rent gravitative årsaker. Vertikalspenningen (σ_v) skyldes vekten av overliggenede masser og horisontalspenningene (σ_H) induseres fra vertikalspenningen fordi bergmassen ikke kan utvide seg lateralt.

Det var først i 1958 at Hast (*Hast, 1958*) gjennomførte de første *in-situ* bergspenningsmålinger. Resultatene var oppsiktsvekkende, idet målingene viste horisontalspenninger som langt oversteg verdiene forventet ut fra gravitative betraktninger. Dette førte til en stor utvikling av nye måleceller og metoder og senere har flere (*Myrvang, 1976; Stephansson et al., 1986*) bekreftet Hast's resultater. Idag er det derfor allment akseptert at horisontalspenningene i de øvre deler av jordskorpen, foruten å være rent gravitative, ofte inneholder tektoniske komponenter. I mange tilfeller kan de tektoniske bidragene gi horisontalspenninger som overstiger vertikalspenningen. Samtidig trenger ikke de to horisontale hovedspenningskomponentene lenger å være like ($\sigma_h \neq \sigma_H$). Dette betegnes som horisontal spenningsanisotropi.

METODER FOR BESTEMMELSE AV *IN-SITU* BERGSPENNINGER

I løpet av de siste 30 årene har det vært en rivende utvikling i metoder og utstyr for *in-situ* bergspenningsmåling. Det vil føre for langt å beskrive alle metodene i detalj, men en enkel redegjørelse av de viktigste metodene vil gis.

Overboringsmetoder

Under denne kategorien hører en lang rekke forskjellige måleceller, med det til felles at spennings- eller tøyningsendringer i et bergartslegeme registreres idet det isoleres fra den omkringliggende bergmassen. De mest kjente målecellene er USBM- (*Obert et al., 1962*) og Leeman-cellen (*Leeman, 1971*). Leeman-cellen er en 3-dimensjonal celle, hvor størrelse og retning på alle 3 hovedspenningene måles.

Overboringsmetoden er spesielt tilpasset måling nær overflaten eller rundt bergrom. Metoden benyttes derfor primært i ingeniørgeologisk og bergteknisk sammenheng og bør brukes kritisk ved bestemmelse av det *in-situ* spenningsfelt. I Skandinavia har en lange tradisjoner innen måling med overboringsmetoder (*Myrvang, 1976*) og i 1986 organiserte man den store mengden måledata i en egen database; Fennoscandian Rock Stress Data Base (*Stephansson et al., 1987*).

Borehole breakouts

I slutten av 70-årene oppdaget man at dype olje- og gassbrønner ofte var nær elliptiske. Fenomenet kalles "borehole breakouts" eller spenningsindusert hullavskalling og forklares utfra bruddteori og spenningskonsentrasjonen rundt borhullet (*Bell and Gough, 1979; Zoback et al., 1985*). I begynnelsen var det stor skepsis til "breakouts" som spenningsindikator (*Babcock, 1978*), men meget konsistente resultater, både mellom forskjellige brønner og med andre målemetoder, førte til at metoden idag er vel anerkjent for bestemmelse av største horisontalspenningsretning.

Breakouts er meget velegnet for bestemmelse av globale og regionale spenningsfelt, fordi avskallingen ofte strekker seg over betydelige dybdeintervall. Bestemmelse av hovedspenningsretninger basert på "breakouts" er gjennomført i en lang rekke petroleumsbrønner i Nordsjøen og på den norske sokkel, men kun et begrenset antall målinger er offentlig tilgjengelig (*Klein and Barr, 1986; Clauß et al., 1989, Brudy, 1990*).

Hydraulisk splitting

Metoden ble i sin tid utviklet for å øke utvinningen fra petroleumsbrønner (*Hubbert and Willis, 1957*), men benyttes idag også for bestemmelse av *in-situ* bergspenninger. Ved å øke trykket i isolerte deler av borhullet vil bergmassen etterhvert sprekke opp og vannet lekke inn i formasjonen. Basert på de trykkene og sprekkene som registreres er det mulig å bestemme både størrelse og retning på horisontalspenningene (*Haimson and Fairhurst, 1970; Zoback and Haimson, 1983*). En ulempe ved metoden var at den ikke kunne benyttes i intervall med eksisterende sprekker. I slike formasjoner brukes derfor HTPF-metoden (Hydraulic Testing on Preexisting Fractures), hvor flere eksisterende sprekker med ulik orientering trykktestes. Gjennom en inverteringsprosess, bestemmes så det *in-situ* spenningsfeltet (*Cornet and Valette, 1984*).

Hydraulisk splitting utføres idag både for ingeniørmessige og vitenskaplige formål. Ingeniørmessige målinger utføres ofte i grunne hull nær overflaten. Resultatene kan derfor ofte være påvirket av topografi eller nærliggende bergrom. I Norge har både NTH og NGI utstyr for hydraulisk splitting og måleresultatene er delvis tilgjengelig gjennom Fennoscandian Rock Stress Data Base.
I petroleumsbrønner gjennomføres en type storskala splitteforsøk, såkalt "leak off" tester, for å stimulere og teste brønnenes petroleumspotensiale. Store mengder med "leak off"-tester er utført av oljeselskapene og det har vist seg at disse testene kan benyttes for å bestemme hovedspenningene. Det skulle derfor være et stort potensiale for å øke antall spenningsregistreringer på den norske sokkel.

Fokalmekanismer
Fokalmekanismer er analyser knyttet til seismisk aktivitet som registreres i tilknytning til jordskjelv/mikrojordskjelv. Basert på bølger fanget opp i seismografiske nettverk lar det seg gjøre å bestemme P- og T-akser (trykk- og strekksonene som skapes av jordskjelvet). På bakgrunn av disse opplysningene kan både hovedspenningsretninger og spenningsregime (normalforkastning, overskyvning eller strike slip) bestemmes. En viss forsiktighet må utvises ved bruk av fokalmekanismer som spenningsindikator, idet bevegelsene ofte følger eksisterende svakhetsplan og P og T-akser derfor kan avvike sterkt fra de aktuelle hovedspenningsretninger. Det er derfor naturlig å bruke resultater fra flere jordskjelv eller etterdønninger for å avgrense hovedspenningsretningene (*McKenzie, 1969*).
En av de store fordelene med fokalmekanismene er at de er forholdsvis dype og derfor gir informasjonen om det globale spenningsfeltet i områder hvor andre metoder ikke kan benyttes.

Hovedvekten av den seismiske aktiviteten i Fennoskandia og på den norske sokkel er små, relativt grunne jordskjelv (m<2.5, dyp<20km)(*Bungum, 1989; Kvamme and Hansen, 1989; Slunga et al., 1984*). Men det finnes også større jordskjelv hvor fokalmekanismene er vel registrert, slik at regime og spenningsfelt kan bestemmes (*Slunga, 1982; Slunga, 1989; Bungum et al., 1991*).

SAMMENSTILLING AV SPENNINGSDATA

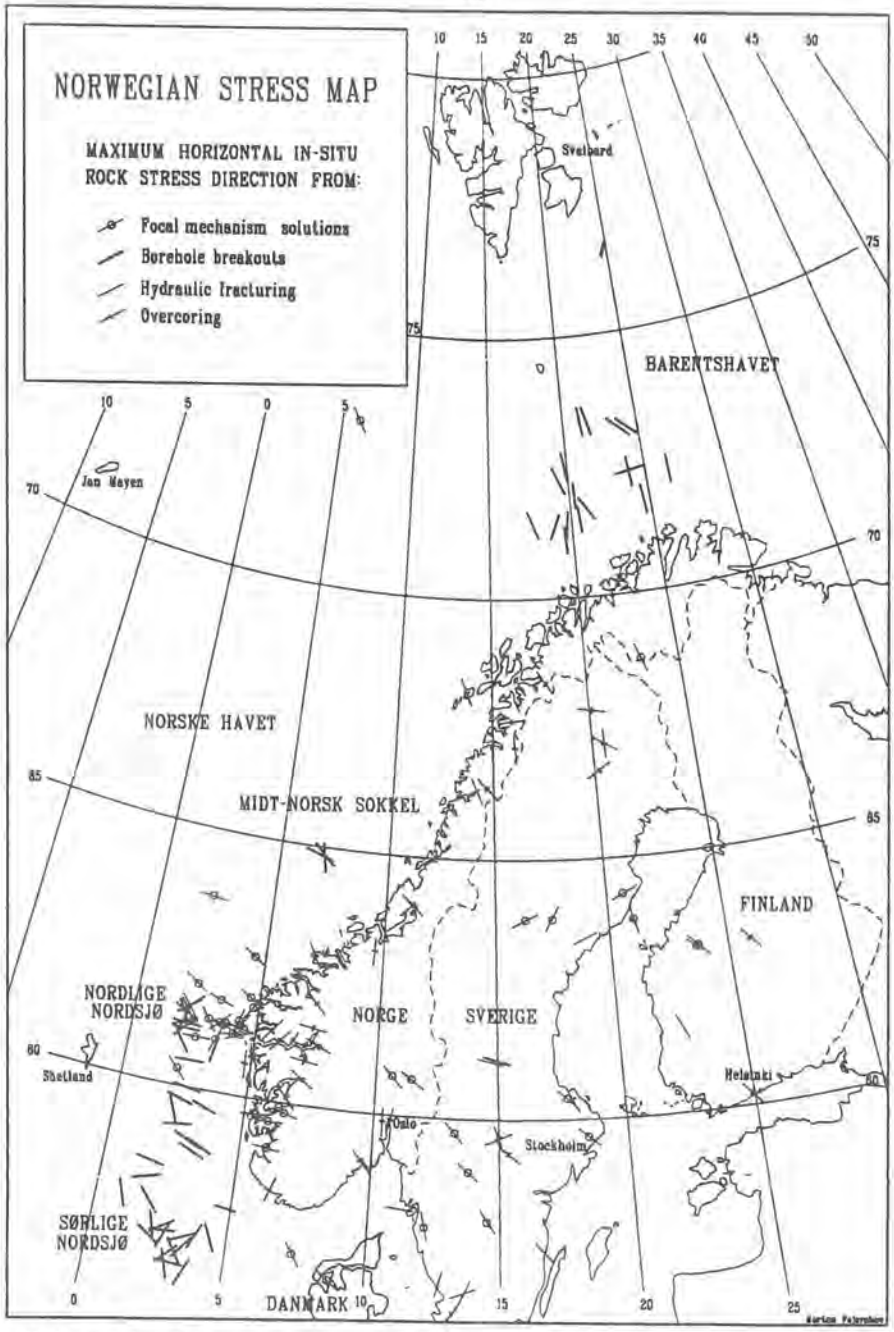
Randalli og Chandler (*Randalli og Chandler, 1975*) var de første som forsøkte å sette sammen måledata for å bestemme det regionale spenningsfeltet. Med utgangspunkt i Hasts spenningsmålinger antydet de største horisontalspenning orientert omtrent E-W i sørlige Fennoskandia og en mer N-S orientering i de nordlige deler av Fennoskandia. Overboringsdata (*Myrvang, 1976*) og fokalmekanismer (*Bungum og Fyen, 1979; Vaage, 1980*) fra Norge stemmer godt overens med Randalli og Chandler's resultater.

Klein og Barr (*Klein og Barr, 1986*) benyttet spenningsdata fra hele vest-Europa og fant en forholdsvis konstant NW-SE spenningsretning på kontinentet, mens spenningsbildet i Fennoskandia ble betegnet som komplisert. De få målingene fra Nordsjøen viste god overensstemmelse med spenningsfeltet i resten av vest- og sentral-Europa.

Som et resultat av de mange overboringsmålingene som var utført i Skandinavia og den økte interessen for in-situ bergspenninger, ble i 1986 den Fennoskandiske databasen for bergspenninger (FRSDB) opprettet (*Stephansson et al., 1987*). Databasen inneholder idag over 500 målinger fra mer enn 120 lokaliteter i Finland, Norge og Sverige. Hovedsakelig er dette målinger basert på overboringsteknikker og hydraulisk splitting. Viktige resultater som kan trekkes ut av databasen er:

- Høye horisontale hovedspenningskomponenter som ofte overgår den vertikale spenningen.
- Store diskontinuiteter i spenningsfeltet som funksjon av dyp kan opptre. Spenningshopp på over 20 MPa er registert over en sub-horisontal knusningssone (Stephansson og Ångman, 1986).
- Orienteringen av største horisontale hovedspenning varierer både med dyp og lokalitet.
- I Sverige og Finland har man en svak NW-SE tendens, mens den maksimale horisontalspenningen i Norge synes å være orientert normalt den Kaledonske akse.

World Stess Map (WSM) prosjektet ble også startet i 1986 (*Zoback, 1989; Zoback, 1992*). Ved avslutningen av prosjektet i 1992 inneholdt denne databasen over 7300 datapunkter fra tilsammen mer enn 18 land. Dette er spenningmålinger basert på fokalmekanismer, breakouts, hydraulisk splitting, overboring og unge geologiske spenningsindikatorer (gangkomplekser ol.). Målet med WSM har vært å kartlegge det globale spenningsfeltet



Figur 1. Spenningskart fra Norge og nærliggende områder basert på data fra World Stress Map, Fennoskandia Rock Stress Data Base og EF-prosjektet "Integrated Basin Studies - Dynamics of the Norwegian Margin".

innen platene. Derfor har der vært nødvendig å skille ut spenningsdata med lokal karakter, noe som førte til en forholdsvis streng kvalitetsinndeling. Hver måling er gitt en kvalitet (A, B, C, D og E) som uttrykker målemetodens evne til å registrere globale spenninger såvel som målingens indre variasjon.

Resultatene fra WSM indikerer at det for de sentrale deler av den europeiske plate er et veldefinert spenningsfelt med største horisontale hovedspenning orientert NW-SE. Målinger fra Fennoskandia og den norske sokkel antyder også en svak NW-SE orientering, men har en meget stor spredning (*Clauß et al., 1989; Müller et al., 1992*).

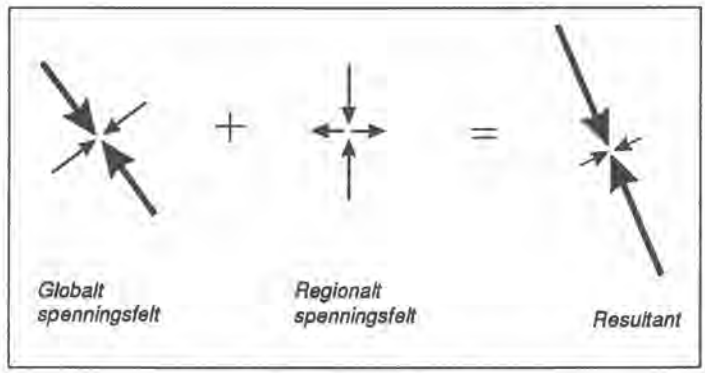
Basert på data fra World Stress Map og Fennoskandia Rock Stress Data Base, samt nye data fra de norske oljeselskapene Statoil, Saga og Norsk Hydro, gjort tilgjengelige gjennom EF-prosjektet "Integrated Basin Studies - Dynamics of the Norwegian Margin", er et spenningskart over Norge og den norske sokkel framstilt (figur 1). Basert på kartet identifiseres regionale trender og mulige årsaker til det observerte spenningsfeltet kan diskuteres.

FAKTORER SOM PÅVIRKER SPENNINGSBILDET I NORGE

Et observert spenningsfelt kan tenkes å være sammensatt av ulike komponenter. Den gravitative komponenten, som vil gi like horisontalspenninger i alle retninger, kan ikke forklare den spenningsanisotropien som ofte observeres. De tektoniske komponentene vil derimot kunne generere anisotrope spenningsfelt og i det følgende skal derfor noen av de tektoniske komponentene som kan ha betydning for spenningsbildet i Norge og på den norske sokkel analyseres nærmere.

De tektoniske spenningene grupperes gjerne dannelsesmekanisme, men i mange sammenhenger vil det være vel så interessant å gruppere dem ut fra influensområde. En snakker da ofte om 3 klasser; globale, regionale og lokale eller 1., 2. og 3. ordens spenningsfelt.

Det observerte spenningsfeltet vil dermed bestå av et globalt spenningsfelt som i større eller mindre grad overlagres av regionale eller lokale effekter. Dersom de regionale og lokale effektene er dominerende vil dette kunne kamuflere de globale trendene. Et slikt observert spenningsfelt vil, så lenge man ikke har den riktige forståelsen av hvilke regionale og lokale effekter som opptrer, kunne virke uryddig og lite konsistent.



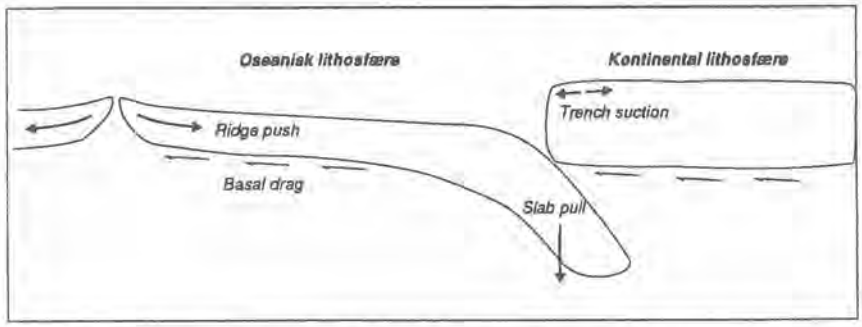
Figur 2. Det observerte spenningsfeltet vil bestå av både globale, regionale og lokale effekter. Dersom både de globale og regionale komponentene er kjent kan disse superposisjoneres slik at det in-situ spenningsfeltet fremstår. Etter Zoback, 1992.

GLOBALE SPENNINGSFELT

Med all sannsynlighet er platetektoniske krefter den største kilden til 1. ordens eller globale intraplate spenningsfelt.
Langs aktive platemarginer oppstår en lang rekke krefter som enten virker drivende eller bremsende på platebevegelsene, (*Chapple and Tullis, 1977; Bott and Kusznir, 1984; Keary and Vine, 1990*).

Det er de drivende kreftene som danner grunnlaget for platebevegelsene. Eksempler på viktige drivende krefter er "ridge push", "slab pull" og "trench suction".
"Ridge push" er en spredningskraft som oppstår i forbindelse med spredningssonene. På grunn av det varme materialet vil spredningssonen heves, slik at tyngdekraften presser platene fra hverandre. Dette gir opphav til trykk spenninger i den oseaniske skorpen. "Slab pull" og "trench suction" er krefter som knyttes til subduksjonssoner. "Slab pull" opptrer i den subduserende platen og skyldes den negative oppdriften av kald og tung lithosfære. Den tunge oseaniske lithosfæren vil trekke med seg resten av platen og det induseres dermed strekkspenninger i den oseaniske platen nær subduksjonssonen. "Trench suction" opptrer i den overridende platen hovedsakelig i form av strekkspenninger. Forskjellige mekanismer har vært foreslått for å forklare strekkspenningenes opphav, uten at det med sikkerhet har latt seg gjøre å identifisere den styrende mekanismen (*Forsyth and Uyeda, 1975*).

Bremsende krefter motvirker platebevegelsene. Eksempler på viktige bremsende krefter er "collisional resistance" og "basal drag". "Collisional resistance" er krefter som oppstår når to kontinentale plater kolliderer. Resultatet er som oftest overskyvninger og orogenese hvilket betinger høye trykkspenninger i begge de kolliderende plater. Kollisjonskrefter gir opphav til meget kompliserte globale spenningfelt, idet kreftene ikke bare oppstår langs kollisjonskontakten, men i og langs skyvekontakter langt inne på platene. "Basal drag" kan opptre som både en drivende og resistiv kraft avhengig av platens relative bevegelse i forhold til bevegelser i astenosfæren. Dersom konveksjonsstrømmene i astenosfæren har større hastighet enn platebevegelsen vil "basal drag" være en drivende kraft. Det er likevel mye som tyder på at platebevegelsen som regel er større enn bevegelsene i astenosfæren. Platebevegelsene bremses dermed opp av friksjonen med det underliggende materialet.



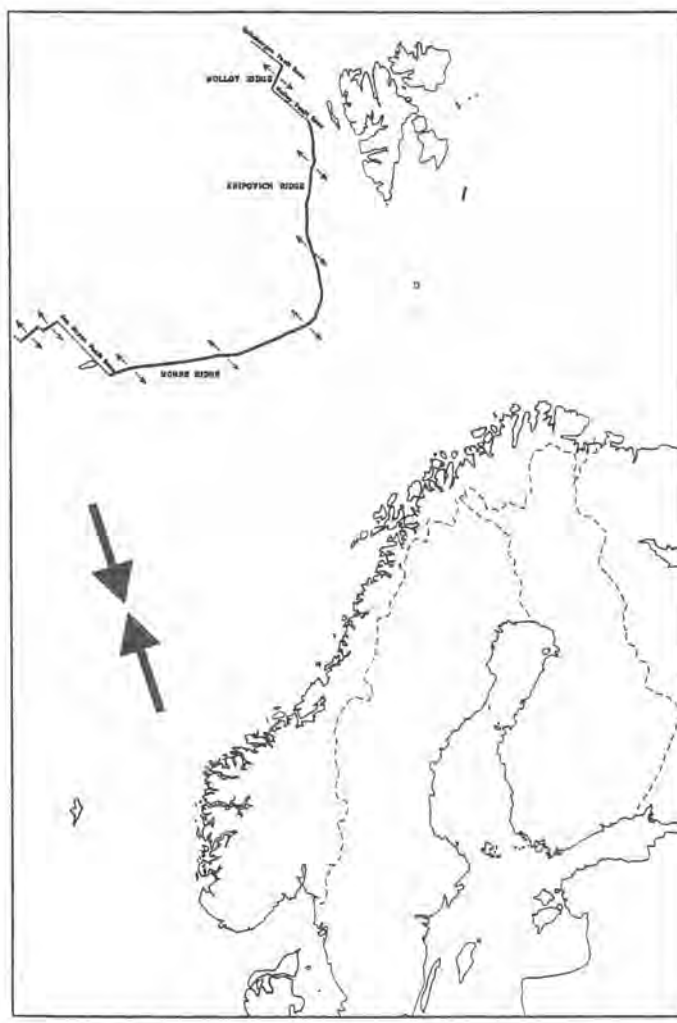
Figur 3. Platetektonikken gir opphav til både drivende og bremsende krefter som vil forplante seg til store deler av den berørte platen. De viktigste drivende kreftene er "ridge push", "slab pull" og "trench suction", mens "collisional resistance" vil motvirke platebevegelsen. "Basal drag" kan være både drivende og bremsende alt etter platens relative fart i forhold til konveksjonsstrømmene i astenosfæren..

I den vest-europeiske plate har man identifisert et konsistent globalt spenningsfelt med orientering N145E ±26 (*Müller et al., 1992*). Dette stemmer meget godt overens med spredningsretningen i Atlanterhavet. Det globale spenningsfeltet i vest-Europa antas derfor hovedsakelig å skyldes spredningskrefter (ridge push) i forbindelse med den midt-atlantiske rygg og platekollisjon (collisional resistance) mellom den europeiske og afrikanske plate. Friksjonkreftene mellom astenosfære og lithosfære (basal drag) antas å ha en underordnet betydning for spenningsfeltet i vest-Europa, idet den europeiske plates absolutte hastigheten er tilnærmet lik null.
Ut fra det observerte spenningsfeltet i vest-Europa og de faktorer som styrer dette er det naturlig å anta at det globale spenningsfeltet også i Norge og på den norske sokkel er styrt av spredningskrefter. Det globale spenningsfeltet i Norge vil dermed være gitt av spredningsbevegelsene i det nordlige Atlanterhavet (figur 4).

REGIONALE SPENNINGSFELT

2. ordens spenningsfelt har en regional karakter og vil ikke være kontinuerlige over en hel plate slik som 1. ordens spenningsfelt. De opptrer både inne på platene, såvel som langs passive kontinentalmarginer. I lateral utstrekning kan de variere fra noen få til flere tusen kilometer.

For å analysere spenningsbildet i Norge og på den norske sokkel er det derfor først nødvendig å se nærmere på noen av de mekanismer som kan tenkes å gi opphav til 2. ordens spenningsfelt.



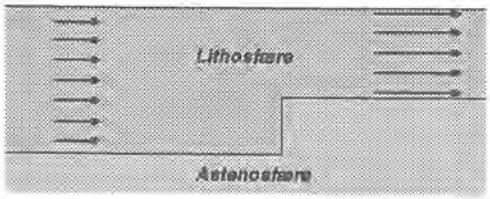
Figur 4. Kart over Skandinavia og de nordlige deler av den midt-atlantiske spredningsrygg. De små pilene angir platenes bevegelsesretning, mens det globale spenningsfeltet i vest-Europa illustreres av to store piler. Det er naturlig å anta at det globale spenningsfeltet i Norge reflekteres av spredningsbevegelsene.

Forskjell i lithosfæretykkelse og mekaniske egenskaper
Siden spenningsbildet er såvidt konsistent i vest-Europa, men varierer veldig i Fennoskandia, vil det være naturlig å søke en forklaring i ulike plateegenskaper.

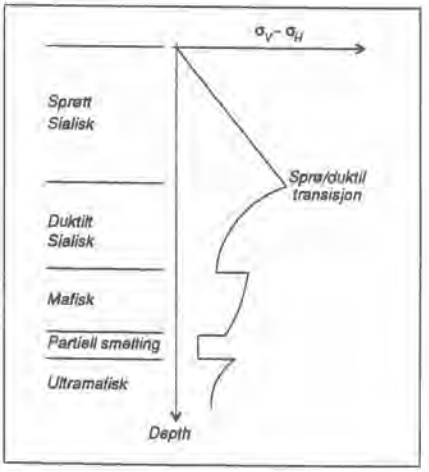
Det Baltiske Skjold, som utgjør størstedelen av Fennoskandia, er et gammelt prekambrisk kraton, til sammenligning med vest-Europa som hovedsakelig består av yngre fanerozoiske orogener.
Lithosfæretykkelsen øker fra ca. 90 km i sør- og øst-Europa, til mer enn 170 km i Skandinavia. Fennoskandia har derfor en tykk lithosfære (vanligvis >110 km)(*Panza et al., 1982; Babuska et al., 1987*) i forhold til resten av Europa.

Effekten av lithosfæretykkelse illustreres i figur 5. Dersom en gitt kraft påføres en plate med varierende tykkelse, vil spenningene være høyest i de tynneste partier. Dette betyr at spenningsanisotropien også vil øke med redusert platetykkelse. Ut fra denne betraktningen skal dermed spenningsanisotropien i Fennoskandia være lavere enn i Europa forøvrig.

Endring i lithosfærens mekaniske egenskaper som stivhet, styrke og rheologi vil kunne påvirke spenningsfeltet. Spenningsfeltet vil konsentreres i stive og sterke partier og en viss dreining vil dermed kunne forekomme. For at denne effekten skal være av betydning må forskjell i mekaniske egenskaper være betydelig. Lateralt antas lithosfærens mekaniske egenskaper å være nær konstante. Så lenge en da kun betrakter de øvre deler av skorpen, vil det globale spenningsfeltet i meget liten grad påvirkes av endring i mekaniske egenskaper.
Vertikalt derimot er variasjonene i lithosfærens egenskaper store. Dette gir dermed opphav til store variasjoner i spenningsfeltet som funksjon av dyp.



Figur 5. Endring i lithosfæretykkelse vil gi spenningskonsentrasjon og høyere spenningsanisotropi i områder med tynn lithosfære.



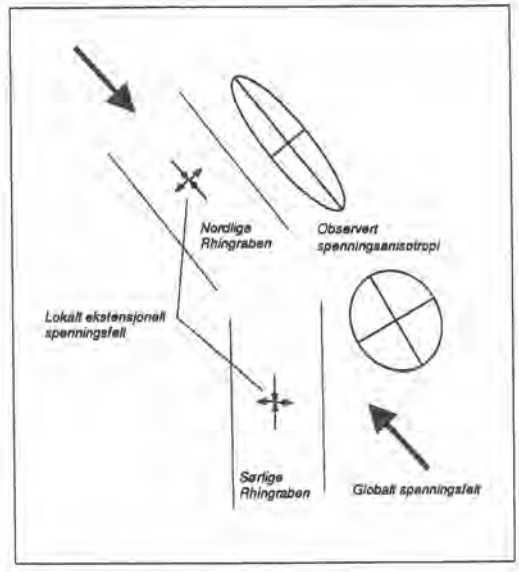
Figur 6. Horisontalspenningsforløp som funksjon av dyp for en lithosfærisk modell basert på gravitative spenninger. Variasjonene skyldes i hovedsak endring i styrke og rheologiske egenskaper.

Forskjell i temperatur og varmestrøm
Måling av varmestrøm i Europa (*Hurtig and Cermak, 1978; Cermak, 1979*) viser en stor varmestrøm i sentral-Europa og Nordsjøen (opptil 110 m W/m^2), mens den er relativ liten (<50 mW/m^2) i det Baltiske Skjold.

Den store varmestrømmen i sentral-Europa og Nordsjøen skyldes hovedsakelig forskjellig innhold av radioaktive elementer, men uttynning av lithosfæren og dannelse av riftsoner som f.eks. Rhin-graben, Sentral- og Vikinggraben vil også medvirke til økt varmestrøm.

I slike ekstensjonsområder vil det oppstå regionale spenningsfelt med strekkspenninger normalt riftsonen. Avhengig av riftsonens orientering i forhold til det globale spenningsfeltet vil det observerte spenningsfeltet kunne dreies og spenningsanisotropien variere. Dette ser en spesielt i Rhingraben (*Ahorner et al., 1983; Müller et al., 1992*), hvor de nordlige deler av graben, som er forholdsvis parallell med det globale spenningsfeltet domineres av normalforkastninger, mens den sydlige delen som danner en vinkel på ca. 60 kjennetegnes av både normal-, overskyvnings- og strike-slip forkastninger. I de nordlige deler vil orienteringen av det globale og regionale spenningsfeltet være nær sammenfallende, noe som gir en forsterkende effekt og derigjennom høyere spenningsanisotropi og et rent ekstensjonsmiljø. I de sørlige deler derimot er spenningsbildet komplisert fordi det globale og det regionale spenningsfeltet ikke lenger er sammenfallende. Dette observeres da som variasjonen i både forkastningstyper og spenningsretninger.

Ved vurdering av det observerte *in-situ* spenningsfeltet i Norge og på den norske sokkel vil det derfor være viktig å ta hensyn til regionale ekstensjonsspenninger i tilknytning til grabenstrukturene.



Figur 7. Skjematisk skisse av Rhingraben. De svarte pilene illustrerer det globale spenningsfeltet med store kompressive horisontalspenninger, mens de hvite pilene angir det regionale spenningsfeltet forbundet med grabenstrukturen. I nordlige deler av Rhingraben er det globale og regionale spenningsfeltet sammenfallende hvilket fører til et forsterket in-situ spenningsfelt med høy spenningsanisotropi. I de sydligere deler vil det globale og regionale spenningsfeltet derimot delvis kunne oppveie hverandre noe som vil redusere spenningsanisotropien.

Spenninger i forbindelse med deglasiasjonen

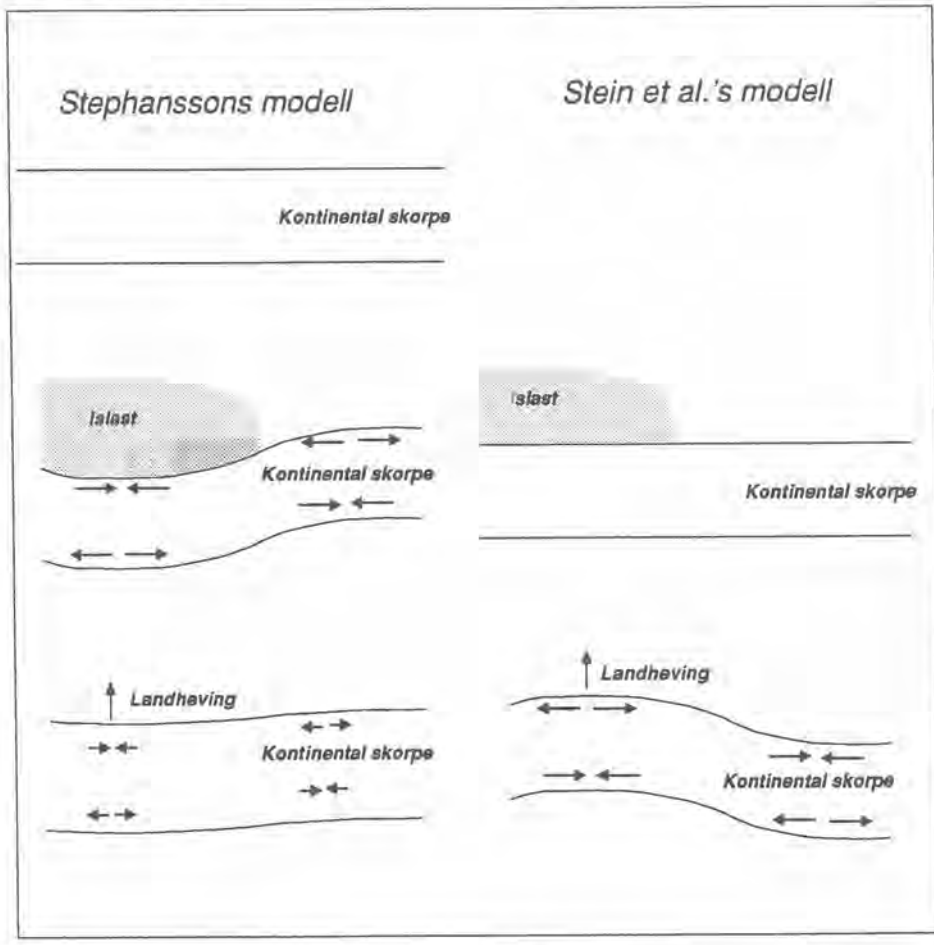
Isbreer kan utgjøre en betydelig last på lithosfæren. Ved å betrakte lithosfæren som en elastisk plate underlagt av flytende materiale utviklet Walcott (*Walcott, 1970*), med basis i elastisk bøyningsteori, uttrykk for deformasjonen og spenningene i platen pga. islasten.

To ulike modeller som gir høyst forskjellige og tildels motstridende resultater har vært foreslått for å beskrive deglasiasjonseffekten (*Stephansson, 1988; Stein et al., 1989*).

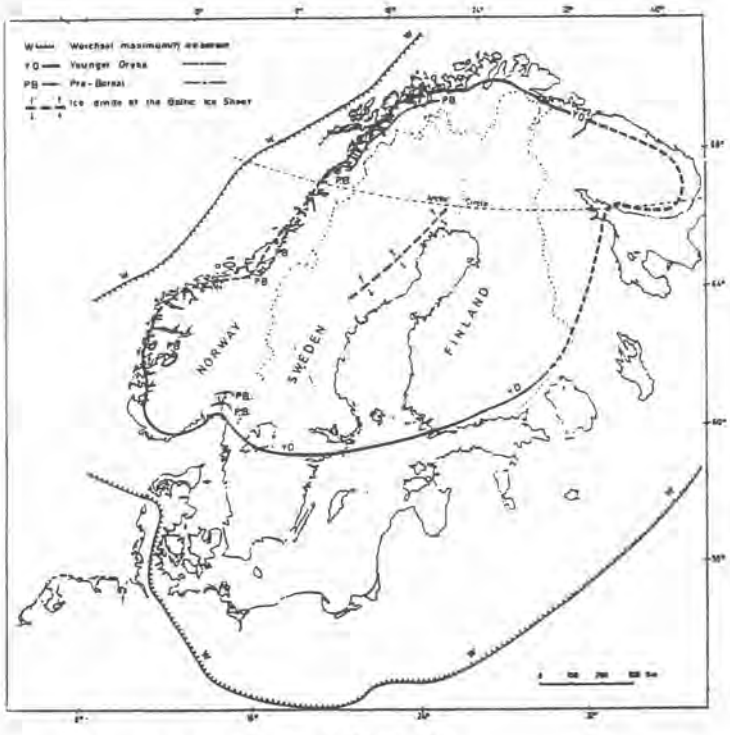
I den ene modellen (*Stephansson, 1988*) antas platen å være i likevekt før islasten påføres. Avhengig av platens motstand mot nedbøyning vil islasten føre til innsynkning og økning av både vertikal- og horisontalspenningene. Etter degasiasjonen vil platen heve seg igjen. Oppfører platen seg ideelt elastisk vil spenningene nå sitt opprinnelige nivå ved hevingens slutt. Så lenge det derimot pågår landheving vil den øvre del av platen utsettes for trykkspenninger.

Den andre modellen (*Stein et al., 1989*) tar utgangspunkt i en plate som allerede er utsatt for islast og definerer dette som likevektstilstand. Når isen så smelter vil det oppstå en negativ islast som fører til landheving og strekkspenninger i den øvre del av skorpen.
Med tanke på den geologisk sett relativt raske på- og avlastningen er det sannsynlig å forvente at Stephansson's modell gir det mest korrekte bilde av deglasiasjonsprosessen.

Norge, og Fennoskandia, har opp gjennom geologisk tid vært utsatt for flere istider. Under de siste store istidene hadde isen en tykkelse på 2-3 km og utbredelse som vist på figur 9. Islasten førte til at Fennoskandia sank inn ca. 900 m (*Kukkari, 1986*) og det ble indusert horisontalspenninger opp imot 20 MPa i de øvre deler av skorpen (*Walcott, 1970; Stephansson, 1988*).
Basert på landhevingsrater for Fennoskandia (*Kukkari, 1986; Bakkelid, 1986*) antas det å gjenstå ca 140 m landheving. Ut fra elastisk teori og Stephansson's modell skulle deglasiasjonen dermed kunne sette opp et regionalt spenningsfelt med maksimale horisontalspenninger i størrelsesorden 3-4 MPa. I forhold til det globale spenningsfeltet vil deglasiasjonseffekten utgjøre et relativt svakt regionalt spenningsfelt, med liten innvirkning på det totale in-situ spenningsfelt.



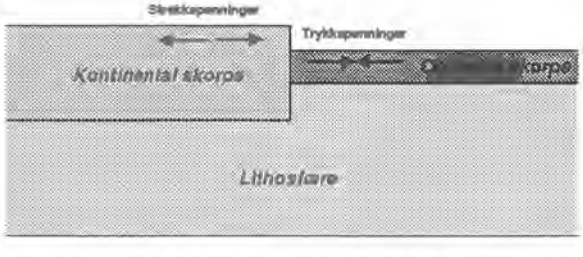
Figur 8. To ulike modeller for beregning av regionale spenningsfelt i tilknytning til deglasiasjon.



Figur 9. Isens maksimale utstrekning under de siste store istidene. Fra Bakkelid, 1986.

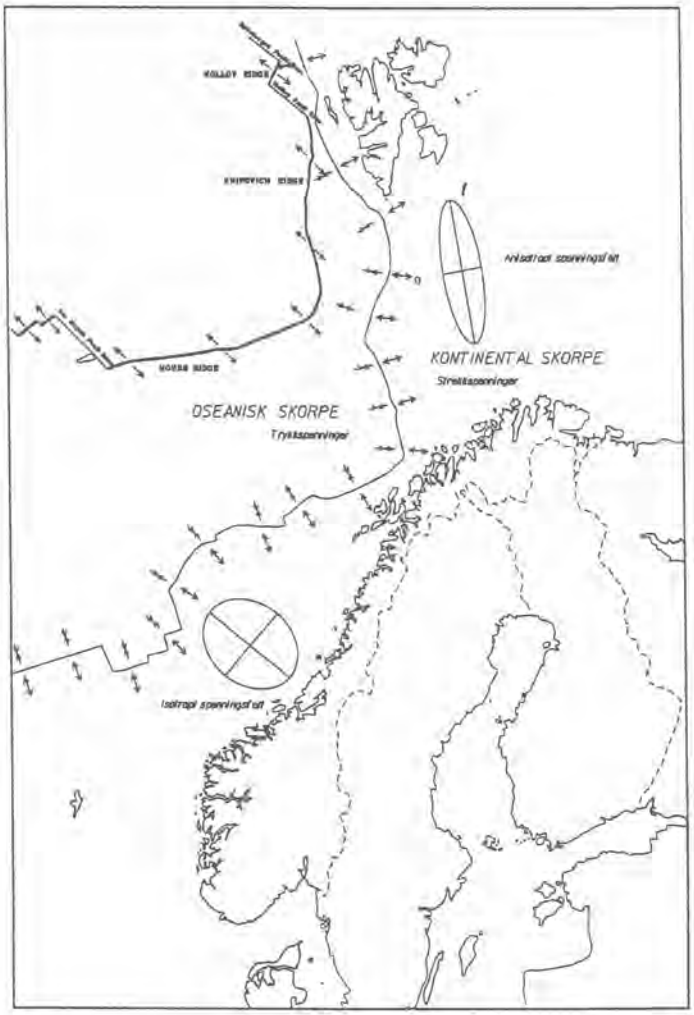
Spenninger langs passive kontinentalmarginer

Aktive kontinentalmarginer kjennetegnes av meget høy seismisk aktivitet og påvirker i stor grad det globale spenningsfeltet. Kreftene som oppstår langs platemarginene er store og induserer spenninger som strekker seg langt inn på platene. De passive kontinentalmarginene derimot var lenge sett på som relativt aseismiske. I den senere tid er det likevel registrert en god del seismisk aktivitet i tilknytning til passive kontinentalmarginer (*Stein et al., 1989*). Denne seismiske aktiviteten forsøkes forklart gjennom følgende modeller; (1) tetthetskontraster mellom oseanisk og kontinental skorpe (*Bott, 1971*), (2) sedimentlast (Stein et al., 1989) og (3) deglasiasjon (*Stephansson, 1988*).



Figur 10. Tetthets- og mektighetskontraster langs kontinentalmarginer gir opphav til ekstensjonsspenninger i kontinental og kompresjonsspenninger i oseanisk skorpe.

Deglasiasjon har vært behandlet tidligere, mens sedimentlast kun vil ha betydning for spenningsfeltet under sedimentlasten. Derfor begrenses analysen her seg til tetthetskontrasten mellom oseanisk og kontinental skorpe. Ifølge Turcotte og Schubert (*1982*) vil en tykk men lett kontinental skorpe i kontakt med en tyngre og tynnere oseanisk skorpe gi opphav til strekkspenninger i den kontinentale delen og trykkspenninger i den oseaniske (figur 10). Sammenstilles disse resultatene med det globale spenningsfeltet vil kontinentalmarginer som er orientert parallelt med det globale spenningsfeltet oppvise en høy spenningsanisotropi i den kontinentale platen, mens kontinentalmarginer som står nær normalt på det globale spenningsfeltet vil få en redusert spenningsanisotropi (figur 11).



Figur 11. Kart over Skandinavia med den midt-Atlantiske spredningssone og den norske kontinentalmargin innlegnet. I Barentshavet står det globale spenningsfeltet nær parallelt kontinentalmarginen hvilket tilsier høy spenningsanisotropi. Lenger syd, i Norske Havet, står spenningsfeltet mer normalt på kontinentalmarginen noe som indikerer en lavere spenningsanisotropi.

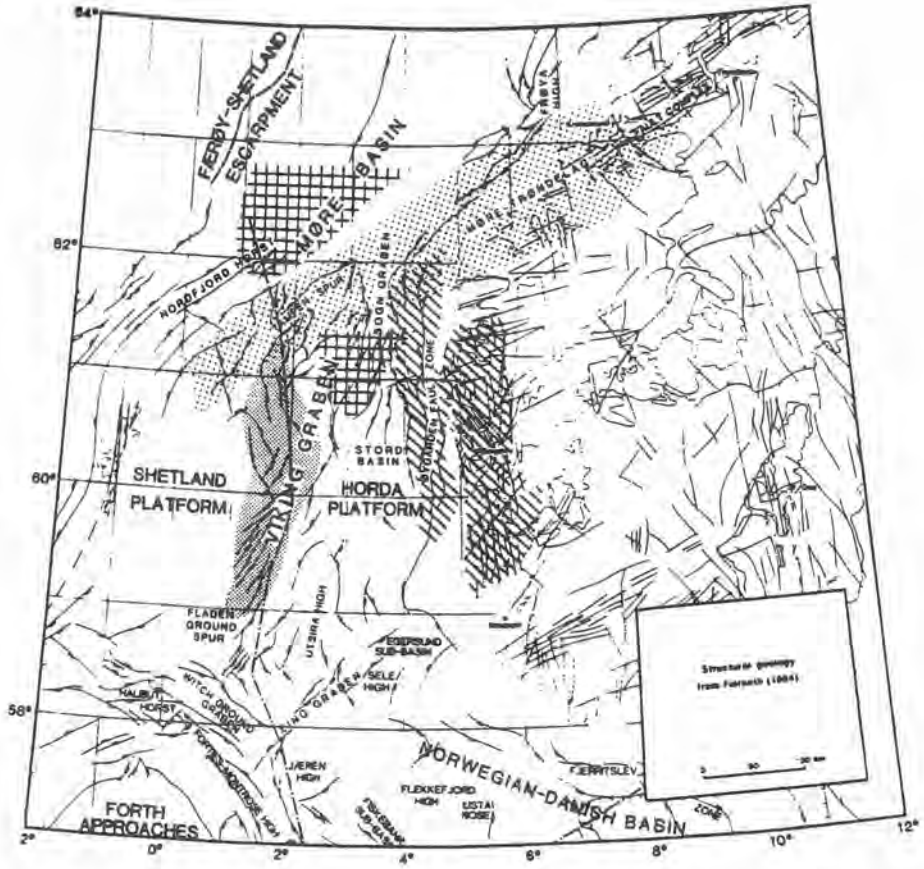
Reaktiverte forkastningssoner

Diskontinuiteter vil ofte kunne påvirke det opprinnelige spenningsfeltet og gi opphav til regionale forstyrrelser. Spesielt vil aktive eller reaktiverte forkastninger, karakterisert av små skjærspenninger, oppføre seg som hovedspenningsplan. Spenningsfeltet dreies dermed opp mot selve forkastningen.

For å undersøke hvilke områder som kan være utsatt for dreining av det opprinnelige spenningsfeltet er det nødvendig å identifisere større forkastningssoner som er aktive idag.

Ved å sammenstille episentre med historisk aktive skjærsoner identifiserte Talbot og Slunga (*1989*) en rekke reaktiverte forkastningssoner i Fennoskandia. Sonene er hovedsakelig skjærsoner og danner linser med en N til NW-gående trend.

I Nordsjøen identifiseres 4 områder med stor seismisk aktivitet og reaktiverte forkastningssoner (figur 12). Dette er sørlige del av Møre bassenget, Møre-Trøndelag Forkastningssonen, Vestre del av Viking Graben og Øygarden Forkastningssone (*Gabrielsen, 1989*). I tillegg regnes Tornquist forkastningssonen, Ling Graben og Senja-Hornsund forkastningen som grenser mellom ulike strukturelle domener (*Færseth, 1984*).



Figur 12. Viktige tektoniske strukturer i Nordsjøen. Reaktiverte forkastningssoner er kjennetegnet av høy seismisk aktivitet og vil kunne ha stor påvirkning på det observerte spenningsfeltet.

SPENNINGSPROVINSER I NORGE OG PÅ DEN NORSKE SOKKEL

Med utgangspunkt i spenningskartet (figur 1) og kjennskap til de ulike spenningsdannende mekanismer er det nå mulig å identifisere spenningsprovinser påvirket av det samme regionale spenningsfelt.

Barentshavet

Orienteringen av største horisontale hovedspenning utfra breakoutanalyser er meget konsistent omtrent N-S. Overboringsdata og fokalmekanismer i Finnmark samsvarer også godt med disse resultatene. Det antas derfor at spenningsfeltet er anisotropt og relativt konstant over et større område.

To ulike mekanismer kan tenkes å gi opphav til det observerte spenningsfeltet i Barentshavet.

1) De nordlige deler av den midt-Atlantiske spredningssonen har et meget komplekst forløp. Spredningskreftene trenger dermed ikke nødvendigvis å samsvare med platebevegelsen slik som tidligere antatt. Dette betyr at det globale spenningsfeltet kanskje kan være orientert mer N-S.

2) Dersom en antar at det globale spenningsfeltet er orientert NW-SE, som i resten av vest-Europa, må et regionalt spenningsfelt eksistere for å forklare det observerte spenningsfeltet. Mest sannsynlig er kontinentalmarginen opphavet til dette lokale spenningsfeltet, idet det vil dreie den største horisontalspenningen mer parallelt med kontinentalmarginen og øke spenningsanisotropien (figur 11).

Midt-norsk sokkel

Langs den midt-norske sokkel eksisterer kun et fåtalls spenningsdata og det er derfor vanskelig å beskrive hvilke prosesser som styret spenningsfeltet i dette området.
De få data som eksisterer på midt-norsk sokkel samsvarer til en viss grad med det globale spenningsfeltet. Variasjonen i spenningsretning mellom observasjonene kan antyde at spennningsfeltet har lavere spenningsanisotropi enn i Barentshavet. Dette ville også være i overensstemmelse med kontinentalmargineffekten (Figur 11).

Nordlige Nordsjø

Største hovedspenningsretning i nordlige Nordsjøen er hovedsakelig bestemt utfra breakoutanalyser og fokalmekanismer. Resultatene er sprikende og både breakoutanalysene og fokalmekanismene viser stor spredning. Sannsynligvis vil de tektoniske strukturer i Nordsjøen ha stor innvirkning på det observerte spenningsfeltet. Det dominerende tektoniske og strukturelle element i nordlige Nordsjøen er Vikinggraben, der spesielt den vestlige flanken, som kjennetegnes av høy seismisk aktivitet, må regnes å ha betydning for det observerte spenningsfeltet. I likhet med sydlige deler av Rhingraben (figur 7), danner også Vikinggraben en vinkel med det globale spenningsfeltet. Resultatet blir et relativt komplisert spenningsfelt med lavere spenningsanisotropi i forhold til det globale spenningsfeltet.
Antar en at spenningsfeltet er relativt isotropt vil mange av de mindre og mer lokale forkastningssonene kunne ha stor betydning, idet de lett vil forstyrre spenningsfeltet. Data fra Nordsjøen vil dermed lett inneholde store lokale komponenter og en detaljert studie, der det korrigeres for de lokale effekter, vil være nødvendig for å fastlegge det regionale spenningsfeltet.

Sørlige Nordsjø

De horisontale spenningsretningene i sørlige Nordsjøen er kun basert på breakout analyser.
Spenningsorienteringen varierer sterkt, men har en bimodal sammensetning der største hovedspenning enten står parallelt eller normalt Sentralgrabensystemet. Som i nordlige Nordsjø er det også her vanskelig å tolke resultatene. Et nært isotropt spenningsfelt vil kunne forklare variasjonen, men hvordan et slikt isotropt spenningsfelt skulle tenkes å oppstå er ennå uklart. Årsaken til den bimodale orienteringen er også ukjent. Mulige årsaker til det observerte spenningsfeltet vil foruten lokale forkastninger kunne være saltstrukturer som er meget utbredt i den sørlige Nordsjøen. Dette er elementer som bør undersøkes gjennom en mer lokal spenningsstudie.

Norge
På land eksisterer en lang rekke spenningsmålinger basert på overboringsmetoden og hydraulisk splitting. Problemet med mange av målingene er at de som regel er relativt overflatenære eller i nær tilknytning til fjellanlegg. Deres signifikans som globale eller regionale spenningsindikatorer er dermed diskutabel. Endel spenningsdata som antas å representere det regionale spenningsfeltet er inkludert i spenningskartet. Orienteringen er i store trekk i overensstemmelse med de globale trendene selv om enkelte hevder at spenningsfeltet viser en svak dreining slik at det står normalt på kysten eller samfaller med den kaledonske fjellkjedefoldning. I Finnmark er spenningsretningen N-S og samsvarer godt med målinger fra Barentshavet.

Ved overboringsmetoder og hydraulisk splitting bestemmes også størrelsen på hovedspenningene. Disse målingene viser som oftest meget høye, men relativt isotrope horisontalspenninger. De høye horisontalspenningene overstiger gjerne det som forventes ut fra den gravitative effekten eller topografiske forhold. Det er derfor grunn til å anta at de tektoniske komponenter har stor betydning for spenningsfeltet i Norge. Det relativt isotrope spenningsfeltet som måles kan i mange tilfeller forklare hvorfor mange av de landbaserte målingene viser en viss variasjon i spenningsretninger.

Spesielt interessant er det å legge merke til hvor godt off-shore og landbaserte spenningsdata korrelerer. Det er derfor svært sannsynlig at det er de samme spenningsgenererende effekter som gjør seg gjeldende i såvel krystalline bergmasser som yngre sedimentære bergarter.

KONKLUSJON

Ved å betrakte forskjellige mekanismer for dannelse av regionale spenningsfelt har det vist seg mulig å forklare enkelte av variasjonene i det observerte spenningsfeltet.

Kontinentalmarginen vil kunne påvirke spenningsfeltet i både Barentshavet og på Midt-Norsk sokkel. I Barentshavet vil spenningsanisotropien være høy i forhold til Midt-Norsk sokkel fordi kontinentalmarginen endrer retning i forhold til det globale spenningsfeltet. I Nordsjøen vil reaktiverte forkastningssoner ha stor betydning for det observerte spenningsfeltet. For å bedre forståelsen av det in-situ spenningsfeltet i disse områdene vil det derfor være nødvendig å gjennomføre en mer detaljert analyse, hvor lokale spenningsfelt tilknyttet mindre tektoniske strukturer også tas i betraktning.

Andre effekter som ventes å ha betydning for spenningsbildet i Norge og på den norske sokkel er lithosfærens egenskaper (tykkelse og rheologi), mens deglasiasjonen vil ha liten betydning for dagens observerte spenningsfelt.

REFERANSER

Ahorner, L., B. Baier, and K. P. Bonjer, General Pattern of Seismotectonic Dislocation and the Earthquake-Generating Stress Field in western Europe between the Alps and the North Sea, in *Plateau Uplift*, edited by K.Fuchs et al., 187-197, Springer-Verlag, New York, 1983.

Babcock, E. A., Measurement of subsurface fractures from dipmeter logs, *Am. Assoc. Pet. Geol. Bull. 62*, 1111-1126, 1978.

Babuska, V., J. Plomerova, and J. Sileny, Structural model of the subcrustal lithosphere in central Europe, *Composition, Structure and Dynamics of the Lithosphere-Asthenosphere System, Geodyn. Ser.*, Vol 16. edited by K. Fuchs and C. Froidevaux, 239-272, AGU, Washington, D. C., 1987.

Bakkelid, S., The determination of rates of land uplift in Norway, *Tectonophysics, 130*, 307-326, 1986.

Bell, J. S., and D. I. Gough, Northeast-southwest compressive stress in Alberta. evidence from oil wells, *Earth and planetary Sci. Letters, 45*, 475-482, 1979

Bott, M. H. P., Evolution of young continental margins and the origin of shelf basins, *Tectonophysics, 11*, 319-327, 1971.

Bott, M. H. P., and N. J. Kusznir, The origin of the tectonic stress in the lithosphere, *Tectonophysics, 105*, 1-13, 1984.

Brudy, M., Modellierung des europaeischen Spannungsfelds unter besonderer Berücksichtigung neuer Daten aus Nordwesteuropa, Diploma thesis, Univ. of Karlsruhe, Germany, 1990.

Bungum H., B. K. Hokland, E. S. Husebye and F. Ringdal, An exceptional intraplate earthquake sequence in Meloy, northern Norway. *Nature 280 (5717)*, p. 32-35, 1979.

Bungum H. and J. Fyen, Hypocentral distribution, focal mechanisms, and tectonic implications of Fennoscandian earthquakes 1954-1978, *Geol.Foren. Forh. 101 (4)*, p. 261-273, 1979.

Bungum, H., Earthquake occurence and seismotectonics in Norway and surrounding areas, *Earthquakes at the North-Atlantic Passive Margins: Neotectonics and Postglacial Rebound*, edited by S. Gregersen and P. W. Basham, 501-519, Kluwer Academic Publishers, 1989.

Bungum, H., A. Alsaker, L. B. Kvamme, and R. A. Hansen, Seismicity and seismotectonics of Norway and nearby continental shelf areas, *J. Geophys. Res., 96*, p. 2249-2265, 1991.

Cermak, V., Heat flow map of Europe, in *Terestrial Heat Flow in Europe*, edited by V. Cermak and L. Rybach, 3-40, Springer-Verlag, New York, 1979.

Chapple, W. M., and T. E. Tullis, Evaluation of the forces that drive the plates, *J. Geophys. Res., 82*, 1967-1984, 1977.

Claußˇ, B., G. Maquart and K. Fuchs, Stress orientations in the North sea and Fennoscandia, a comparision to the central european stress field, in *Earthquakes at North-Atlantic Passive Margins: Neotectonics and Postglacial Rebound, Nato ASI Ser. C*, edited by S. Gregersen and P. Basham, p. 277-287, Kluwer Academic, Boston, Mass., 1989.

Comet, F. H., and B. Valette, In situ stress determination from hydraulic injection test data, *J. Geophys. Res., 98*, 11527-11537, 1984.

Forsyth, D. W., and S. Uyeda, On the relative importance of the driving forces of plate motion, *Geophys. J. R. Astron. Soc., 43*, 163-200, 1975.

Fœrseth, R. B., Tectonic Map of the Northeast Atlantic, *Norsk Hydro a.s.*, 1984.

Gabrielsen, R. H., Reactivation of faults on the Norwegian continental shelf and its implications for earthquake occurrence, in *Earthquakes at North-Atlantic Passive Margins: Neotectonics and Postglacial Rebound, Nato ASI Ser. C*, edited by S. Gregersen and P. Basham, p. 67-90, Kluwer Academic, Boston, Mass., 1989.

Haimson, B. C., and C. Fairhurst, In situ stress determination at great depth by means of hydraulic fracturing, *Proc. U. S. Symp. Rock Mech., 11th*, 559-584, 1970

Hast, N., The measurement of rock pressure in mines, *Swedish Geological Survey, Ser. C*, No. 560, 1958.

Hast, N., The state of stress in the upper part of the Earth's crust, *Tectonophysics, 8*, p. 301-314, 1969.

Hubbert, M. K., and D. G. Willis, Mechanics of hydraulic fracturing, *J. Petrol. Tech., 9*, 153-168, 1957.

Hurtig, E., and V. Cermak, Mapping of the heat flow pattern in Europe, *Rev. Roum. Geol. Geophys. Geogr. Geophys., 22*, 73-82, 1978.

Keary, P., and F. J. Vine; Global Tectonics, Blackwell Scientific Publications, 280 pp., 1990

Klein, R. J., and M. V. Barr, Regional state of stress in western Europe, Proceedings of the International Symposium on *Rock Stress and Rock Stress Measurements*, Sept. 1-3 1986, p. 21-32, 1986.

Kukkari, J., Newest results obtained in studying the Fennoscandian land uplift phenomenon, *Tectonophysics, 130*, 327-331, 1986.

Kvamme, L., and R. A. Hansen, The seismicity in the continental margin areas of northern Norway, *Earthquakes at the North-Atlantic Passive Margins: Neotectonics and Postglacial Rebound*, edited by S. Gregersen and P. W. Basham, 420-440, Kluwer Academic Publishers, 1989.

Leeman, E. R., The CSIR "doorstopper" and triaxial rock stress measuring instruments, Rock Mec., 3, Wien, p. 25-50., 1971

McKEnzie, D. P., The relation between fault plane solutions for eatrhquakes and the directions of the principal stresses, *Bull. Seismol. Soc. Am., 59*, 591-601,1969.

Müller, B., M.L. Zoback, K. Fuchs, L. Mastin, S. Gregersen, N. Pavoni, O. Stephansson and C. Ljunggren, Regional Patterns of Tectonic Stress in Europe, *J. Geophys. Res. 97*, B8, p. 11783-11803, 1992.

Myrvang, A., Practical use of rock stress measurements in Norway. Symposium on Investigation of Stress in Rock - Advances in Stress Measurements, Sydney, Aug. 11-13. 1976, p. 92-99, 1976

Obert, L., R. H. Merrill, and T. A. Morgan; Borehole deformation gauge for determining the stress in mine rock, *U.S. Bur. Mines Rept. Invest.*, 3891, 1962

Panza, G., G. Calcagnile, P. Scandone, and S. Müller, Die geologische Tiefenstruktur des Mittelmeerraumes, *Spectrum Berlin, 1*, 18-28, 1982.

Ranalli, G. and Chandler, T. E., The stress field in the upper crust as determined from in-situ measurements, *Geol. Rundschau 64*, p. 653-674, 1975.

Slunga, R., Research on Swedish earthquakes 1980-1981., *FOA Rep. C 20477-T1*, 1982.

Slunga, R. S., P. Norman, and A. C. Glans, Baltic shield seismicity, the result of a regional network, *Geophys. Res. Letters, 11*, 1247-1250, 1984.

Slunga, R., and T. Ahjos, Fault mechanisms of Finnish earthquakes, crustal stresses and faults, *Geophysics, 22*, p. 1-13, 1986.

Slunga, R., Focal mechanisms and crustal stresses in the Baltic Shield, in *Earthquakes at North-Atlantic Passive Margins: Neotectonics and Postglacial Rebound, Nato ASI Ser. C*, edited by S. Gregersen and P. Basham, p. 261-276, Kluwer Academic, Boston, Mass., 1989.

Stein, S., S. Cloetingh, N. Sleep, and R. Wortel, Passive margin earthquakes, stresses and rheology, in *Earthquakes at North-Atlantic Passive Margins: Neotectonics and Postglacial Rebound, Nato ASI Ser. C*, edited by S. Gregersen and P. Basham, p. 231-259, Kluwer Academic, Boston, Mass., 1989.

Stephansson, O., P. Särkkä, and A. Myrvang, State of stress in Fennoskandia, Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Sept. 1-3 1986, p. 21-32, 1986.

Stephansson, O., and P. Ångman, Hydraulic fracturing stress measurements at Forsmark and Stidsvig, Sweden., *Bull. Geol. Soc. Finland, 58*, Part 1, p. 307-333, 1986

Stephansson, O., L. O. Dahlstroem, K. Bergstroem, P.Sarkkae, A. Vaeaetaeinen, A. Myrvang, O. Fjeld, and T. H. Hansen, Fennoscandian Rock Stress Data Base - FRSDB, *Research report Luleå 1987:06*, Luleå University, Luleå, 1987

Stephansson, O., Ridge push and glacial rebound as rock stress generators in Fennoscandia, *Bull. Geol. Inst. Univ. Uppsala*, Vol. 13, p. 39-48, 1988.

Stephansson, O., and C. Ljunggren, Swedish stress data for the World Stress Map Project and geological implications of the data in FRSDB, in Proceedings of the *Workshop on Nordic Rock Stress Data*, Trondheim, report, Found. of Sci. and Ind. Res., Norw. Inst. of Technol., Trondheim, Norway, Oct. 1988.

Stephansson, O., Ridge push and glacial rebound as rock stress generators in Fennoscandia, *Bull. Geol. Inst. Univ. Uppsala, 14*, 39-48, 1988.

Stephansson, O., Stress measurements and modelling of crustal rock mechanics in Fennoscandia, in *Earthquakes at North-Atlantic Passive Margins: Neotectonics and Postglacial Rebound, Nato ASI Ser. C*, edited by S. Gregersen and P. Basham, p. 213-229, Kluwer Academic, Boston, Mass., 1989.

Talbot, C. J., and R. Slunga, Patterns of active shear in Fennoscandia, in *Earthquakes at North-Atlantic Passive Margins: Neotectonics and Postglacial Rebound, Nato ASI Ser. C*, edited by S. Gregersen and P. Basham, p. 441-466, Kluwer Academic, Boston, Mass., 1989.

Turcotte, D. L., and G. Schubert, *Geodynamics*, Wiley, New York, 1982.

Vaage, S., Seismic evidence of complex tectonics in the Meloy earthquake area, Norsk *Geologisk Tidsskrift, 60 (3)*, p. 213-217, 1980.

Walcott, R. I., Isostatic response to loading of the crust in Canada, *Can. J. Earth Sci., 7*, 716-727, 1970.

Zoback, M. D., and B. C. Haimson, *Hydraulic Fracturing Stress Measurements*, 270 pp., U. S. National Committee for Rock Mechanics, National Academy Press, Washingthon, D. C., 1983.

Zoback, M. D., D. Moos, L. Mastin, and R. N. Anderson, Wellbore breakouts and *in-situ* stress, *J. Geophys. Res. 90*, p. 5523-5530, 1985.

Zoback, M. L., et al., Global patterns of tectonic stress, *Nature*, 341, p. 291-298, 1989

Zoback, M.L., First- and Second-Order Patterns of Stress in the Lithosphere: The World Stress Map Project, *J. Geophys. Res. 97*, B8, p. 11703-11728, 1992.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

BROTTMEKANISMER I BERG RUNT TUNNLAR OCH ORTER
FAILURE MECHANISMS AROUND UNDERGROUND OPENINGS

Anders Fredriksson, ADG Grundteknik AB, Stockholm

SAMMANFATTNING

De brottmekanismer som utvecklas kring tunnlar och orter styrs av

- det tredimensionella spänningsfältet
- de kinematiska möjligheterna
- bergmassans karaktär

I en sprickig bergmassa styrs brottmekanismens utveckling av de olika elementens, blocken och sprickornas, mekaniska egenskaper samt dess orientering i förhållande till spänningsfältet.

Vid låga tryckspänningar och vid enaxligt spänningstillstånd sker brott i huvudsak längs sprickplanen och vid höga tryckspänningar även genom de intakta blocken.

Följande brottmekanismer kan särskiljas i en uppsprucken bergmassa

- blockutfall som styrs av svaghetszoner, befintliga och nya sprickplan. Pådrivande krafter är gravitationen och tvångsdeformationer förorsakade av det lokala spänningsfältet
- allmänt skjuvbrott typ bärighetsbrott vid pelare och nedsättning av den valvbildande förmågan
- instabilitetsproblem typ utknäckning eller böjknäckning av skivor i skiktad bergmassa
- uppspjälkning kring lerfyllda slag eller skölar
- avskalning av skivor eller smällberg vid höga tryckbelastningar och låg sprickighet

SUMMARY

The failure mechanisms developed around underground openings are govern by

- the three dimensional state of stresses
- the kinematic possibilities
- the structure of the rock mass

In a jointed rock mass the failure mechanisms are govern by the mechanical properties of the different elements, the intact rock and the joints.

At low stresses and at uniaxial compression the failure is developed along the joints and at high stresses even through intact rock.

The following failure mechanisms can bee seen in a jointed rockmass

- structurally controlled failure, gravity falls of blocks from the roof and sidewalls

- general shear failure such as bearing failure or reduced arching
- instability problems such as buckling and combined bending and buckling of slabs in bedded rock masses
- splitting around joints with clay or weak zones
- spalling , slabing and rockburst in areas with high stresses

1. INLEDNING

1.1 Bakgrund

Under senare år har de stabilitetsproblem som gruvorna i Sverige ställts inför blivit allt mer svårkontrollerade. Den främsta orsaken därtill är det snabbt ökande djupet under markytan. Spänningarna i bergmassan ökar i motsvarande grad vilket ger en större belastning på berget och ökar risk för brott. Att tekniskt kunna behärska allt svårare bergförhållanden och samtidigt hålla kostnaden för bergförstärkning på en rimlig nivå har blivit ett villkor för överlevnad för flera gruvor.

Inom det nationella forskningsprogrammet Gruvteknik 2000 har projektet "Bergbultning i gruvor - Dimensionering och utveckling", tillskapats för att bedriva kunskapsutvecklingen som krävs för att kunna effektivisera bergförstärkningen.

Målet för projektet formulerades enligt följande:

- att klargöra förekommande brottmekanismer vid gruvbrytning och deras inverkan på stabiliteten
- att utveckla praktiskt användbara regler för utformning av bergförstärkning
- att bidra till effektivare teknik för bergförstärkning genom att precisera de bergmekaniska kraven på den.

Projektet har bedrivits som ett samarbetsprojekt mellan gruvindustrin representerade av Boliden Mineral AB och Vieille Montagne Sverige, forskningsorganisationerna BeFo, Institutionen för Jord- och Bergmekanik vid KTH och Avdelningen för Bergmekanik vid LuTH samt konsultföretagen ADG Grundteknik, Itasca Geomekanik och JAA AB. Projektgruppen har letts av en expertgrupp bestående av Tomas Franzén, BeFo, Norbert Krauland, Boliden Mindeco, Gunnar Nord, Skanska, Bengt Stillborg, JAA AB och Håkan Stille, KTH.

Projektet genomfördes i två etapper. I etapp 1 bedrevs fältstudier i tre utvalda gruvor, litteraturstudier och teoriutveckling. Etapp 2 omfattade analysarbete och utformning av förstärkningsrekommendationer till gruvorna.

I denna artikel sammanfattas en litteraturstudie som utfördes under etapp 1 om brottmekanismer i berg runt tunnlar och orter. Syftet med litteraturstudien var att beskriva dagens kunskapsläge om brottmekanismer i berg.

2 PRINCIPELLA BROTTMEKANISMER

2.1 Inledning

En brottmekanism beskriver den fysiska process som sker i ett material när belastningen ökar och så småningom kan leda till brott. Den typ av brottmekanismer som utvecklas i bergmassan runt ett bergrum styrs i huvudsak av följande faktorer

- förekomsten av spricksystem, dess utseende och egenskaper
- spänningsfältets riktning, typ och storlek
- det intakta bergets egenskaper.

När det intakta berget har mycket hög hållfasthet blir spricksystemen och dess egenskaper styrande. Vid låg hållfasthet hos det intakta berget blir dess egenskaper styrande för brottutvecklingen. Mellan dessa ytterligheter finns en kontinuerlig övergång.

Den brottmekanism som utvecklas vid belastning beror på

- bergets karaktär
- de kinematiska möjligheterna
- det tredimensionella spänningsfältet

Den viktigaste faktorn som styr typ av brottmekanism i homogent intakt berg är det tredimensionella spänningsfältet. Beroende på spänningstillståndet kan fyra olika principiella brottmekanismer identifieras nämligen

- dragbrott
- spjälkbrott
- skjuvbrott
- strukturbrott

Med hjälp av Mohr's spänningscirklar kan områden för dessa brottmekanismer särskiljas, se fig. 1. Dragbrott sker vid närvaro av dragspänningar i en eller flera riktningar, spjälkbrott vid i huvudsak enaxlig belastning. Skjuvbrott vid i huvudsak treaxligt anisotropt spänningstillstånd och strukturbrott vid hydrostatisk belastning.

1 dragbrott
2 spjälkbrott
3 skjuvbrott
4 strukturbrott

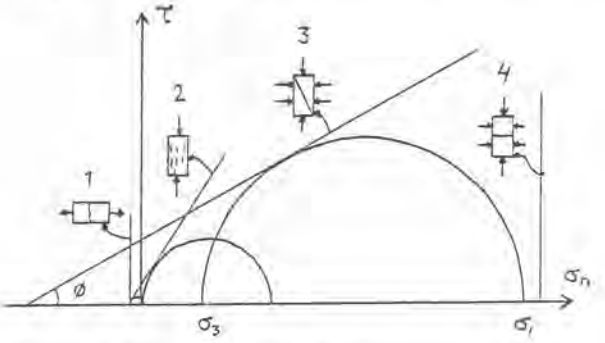


Fig. 1. Brottmekanismer vid olika spänningstillstånd

2.2 Dragbrott

Dragbrottet föregås av att mikrosprickor bildas i materialet. Dessa mikrosprickor löper tvärs till dragspänningsriktningen och ligger vid de i allmänhet oregelbundet fördelade svaghetsställena. Mikrosprickorna förenas via skjuvbrott till en genomgående brottyta. Brottytan är därför rå. Dragbrottsytor som efter öppning har slutits igen, visar därför p g a denna råhet en överraskande hög skjuvhållfasthet.

2.3 Spjälkbrott

Berg som tryckbelastas går ofta till brott genom att det spjälkas upp i ett antal skivor som är parallella med belastningsriktningen. Fenomenet är mer framträdande vid i huvudsak enaxlig belastning. Den primära brottorsaken är uppkomsten av mikrosprickor parallellt med belastningsriktningen

Uppkomsten av dessa mikrosprickor förorsakas av att inhomogeniteter i bergarten på grund av deras annorlonda styvhet medför ett kraftflöde som lokalt avviker från den globala kraftriktningen. Detta leder till tvärdragspänningar, som framkallar mikrosprickorna i belastningsriktningen.

En annan trolig mekanism som leder till öppna mikrosprickor parallellt med största tryckspänningen är att glidning sker längs en kornkontakt. Glidningen ger upphov till dragspänningar i kontaktzonens ändar där dragsprickor utvecklas.

Den primära uppsprickningen med mikrosprickor parallellt med belastningsriktningen leder till sammansatta brott, såsom utbildning av skjuvzoner eller avstötning av skivor. Bildningen av mikrosprickor i bergarten sker långt innan materialets hållfasthet är uppnådd. Mikrosprickor uppträder vid spänningsnivåer som motsvarar ca 30 % av den maximala hållfastheten. Det avgörande om mikrosprickor uppkommer är storleken på dragtöjningen. Den totala dragtöjningen i bergarten måste överskrida ett kritiskt värde, ε_c, som är karakteristiskt för bergarten, innan uppsprickningen påbörjas. Detta karakteristiska värde är av storleksordningen 70 - 170 mikrostrain.

Sprickbildningen kommer att ske i plan vinkelrät mot riktningen för minsta huvudspänningen. Dragtöjningar kan uppkomma även om alla tre huvudspänningarna är tryckspänningar. Mikrosprickor uppträder tidigare ju mindre draghållfastheten är i jämförelse med tryckhållfastheten och ju mer inhomogent berget är. Tryckbelastning, t ex parallellt med förskiffringsplanen ger upphov till mikrosprickor tidigare än om belastningen sker vinkelrät mot planen.

2.4 Skjuvbrott

2.4.1 Utbildning av skjuvbrott vid låg normalspänning tvärs skjuvriktningen

Vid skjuvbelastning och när normalspänningen tvärs skjuvriktningen är liten uppträder det s k Riedelbrottet. Brott- utvecklingen börjar med mikrosprickor parallellt med största tryckspänningen, dvs spjälkbrott enligt föregående avsnitt. Mellan sprickorna bildas pelare som ställer sig mot skjuvningsriktningen och försöker att rotera när de borde skjuvas av, se fig. 2. Detta leder till en volymökning genom uppluckring av skjuvbandet. Denna volymökning medför att normalkrafterna vinkelrät mot skjuvningsriktningen ökar genom kinematiskt tvång och där-

med ökar den skjuvupptagande förmågan genom friktion. Detta innebär att man inte får en fullständig förlust av hållfastheten längs brottytan vid den första skjuvrörelsen, utan att det krävs en betydligt större skjuvrörelse för att en total kohesionsförlust skall ske. Riedeleffekten leder också till mycket råa skjuvytor, speciellt gynnsamt är Riedeleffekten för att stabilisera takras i grunt liggande tunnlar med ofta mycket ringa horisontalspänning.

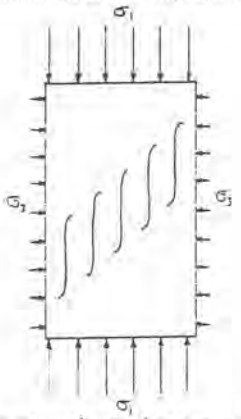


Fig. 2. Riedelbrott vid låg normalspänning tvärs skjuvriktningen.

2.4.2 Det släta skjuvbrottet

Ett slätt skjuvbrott kan endast uppträda om inte Riedelbrottmekanismen förekommer, dvs när ett treaxiellt tryck dominerar i spänningstillståndet, när berget är homogent eller när draghållfastheten närmar sig i storleksordningen till tryckhållfastheten. Denna brottyp är farlig därför att den förorsakar liten uppluckring i brottytan och att den därför inte kan framkalla ökning av normalspänningen genom kinematiskt tvång.

2.4.3 Klassiskt skjuvbrott

Klassiskt skjuvbrott föregås av Riedelbrott. Under den fortsatta skjuvrörelsen sker det tvärställning, rotation och söndertryckning av Riedelbrottkropparna, se fig. 3.

Hållfasthetsförlusten uppstår därför först efter en lång skjuvrörelse, vilket leder till följande fördelar:

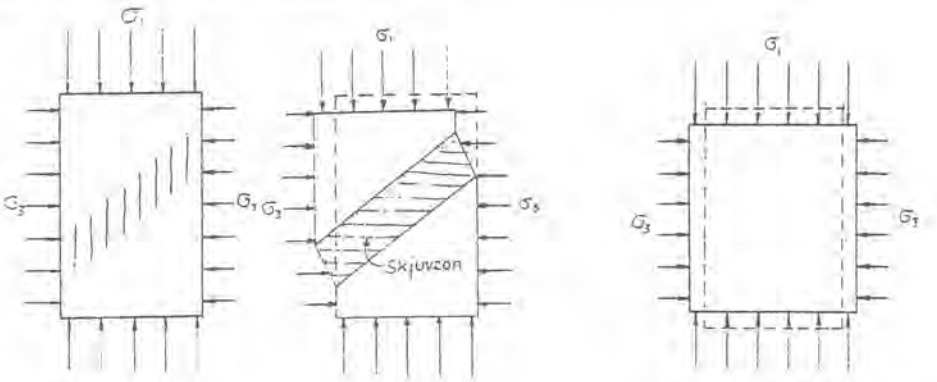
- De små rörelser som krävs för att bryta ner skjuvspänningstopparna leder inte till stor och farlig hållfasthetsförlust i skjuvzonen.
- Farliga hållfasthetsförluster uppträder först efter det att tydligt synliga skjuvzoner utbildas. Dessa kan betraktas som förvarning och stabiliseringsåtgärder kan sättas in i tid.

2.4.4 Plastiskt skjuvbrott

Förmågan till ståliknande, plastiska deformationer genom deformationer i kristallgittret finns inte hos hårt berg. Hos mjuka bergarter kan denna typ av skjuvbrott förekomma. Denna brottmekanism kan beskrivas med klassisk plasticitetsteori, se fig. 3.

2.5 Strukturbrott

Denna brottyp är den minst farliga av alla. Den förekommer när det tredimensionella spänningsfältet närmar sig ett hydrostatiskt tillstånd och om berget innehåller porer. Denna brottmekanism sker i form av sammanbrott av hålrummen i materialet. Därvid bildas pulveriserade zoner som ligger vinkelrätt till största tryckspänningen och ökar i tjocklek med tilltagande stukning utan att bärförmåga minskar.



klassikt skjuvbrott plastiskt skjuvbrott

Fig. 3. Utveckling av klassiskt skjuvbrott och plastiskt skjuvbrott.

3 SAMMANSATTA BROTTMEKANISMER

3.1 Inledning

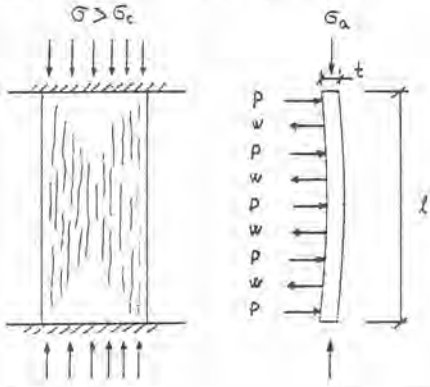
De ovanstående principiella brottmekanismer förekommer vanligtvis inte renodlade utan flera av dessa bildar sammansatta brott. Följande sammansatta brottmekanismer kan förekomma

- avskalning och utknäckning av skivor
- smällberg
- böjknäckning av skivor
- uppspjälkning kring lerfyllda slag eller skölar
- allmänt skjuvbrott

3.2 Avskalning och utknäckning av skivor

Utknäckning och avskalning av skivor förekommer i ortväggar med höga tryckspänningar parallellt med den fria ytan. I dessa väggar förekommer en zon med stora dragtöjningar, vilket medför att mikrosprickor bildas. Berget närmast den fria ytan kan representeras av en struktur av tunna, delvis utbildade skivor parallellt med belastningsriktningen, se fig. 4 a . Mellan varje skiva verkar krafter, som vill expandera mikrosprickorna och mothållande krafter från de intakta partierna , se fig. 4 b. För att utbilda skivorna helt krävs ett litet energitillskott. Den erforderliga kopplingskraften för att undvika knäckning ökar ju fler skivor som samverkar. När dessa pådrivande och mothållande krafter helt balanserar varandra knäcker skivan ut. Den

utknäckande skivan får en karaktäristisk tjocklek som beror på geometrin (möjlig utknäckningslängd) och avståndet mellan mikrosprickorna.



a) Struktur bestående av tunna delvis utbildade skivor parallellt med belastningsriktningen

b) P = spjälkkrafter, W = mothållande krafter från bergbryggor och s*t belastningen på en delvis ut bildad skiva

Fig. 4. Utbildning av skivor parallellt med belastningsriktningen.

Hur långt in från den fria ytan som utknäckning av de enskilda skivorna kommer att utbildas beror på hur tryckspänningen σ_a avtar när skivan förkortas på grund av utknäck-ningen. Om σ_a avtar långsamt med deformationen fortsätter utknäckningsprocessen till dess att skivan är sönderbruten och tryckspänningen avtar drastiskt med deformationen. Ej sönderbrutna men utknäckta skivor kan finnas kvar mot den fria ytan. Den första skivan som knäcker ut helt har vanligtvis full längd längs den fria bergytan eftersom σ_a kommer att avta snabbare med deformationen för kortare skivor. Hur σ_a avtar med deformationen är beroende av öppningens geometri. Den avtar långsammare om öppningen är vidare i förhållande till längden på den tryckbelastade fria ytan och snabbare om bredden är mindre.

Normalspänningen vinkelrät mot den fria ytan ökar med avståndet från rummet. Detta medför att zonen där mikrosprickor kan expandera minskar och därmed utknäckningslängden. Eftersom slankhetstalet är i det närmaste konstant kan man förvänta sig att skivtjockleken minskar med avståndet från ytan.

Den ortprofil som har störst säkerhet mot utknäckning av skivor är den där spänningen vinkelrät mot den fria ytan tillväxer snabbast med avståndet från ytan. Detta innebär ortprofiler där krökningsradien minskar med ökande tryckspänning parallellt med randen. Dvs. tvärt emot de riktlinjer för ortgeometrier som används för att minska storleken på de tryckspänningar som verkar parallellt med den fria randen. Den optimala geometrin fås genom en lämplig avvägning mellan dessa motsägande villkor.

Förklaringen till att berget har en högre brottlast när det finns krökta sidoväggar är att de radiella sidokrafterna avlastar kopplingen mellan skivorna. Är krökningen tillräckligt stor hos bergytan kan spjälkbrotten inte utvecklas inne i väggen.

3.3 Smällberg

En brottmekanism som börjar med spjälkbrott är smällberg. Brottet sker explosionsartat och förlöper utan energiförbrukande friktion. Skivor skalas av och kastas ut från bergytan med stor kraft. Den upplagrade elastiska energin är tillräcklig för att underhålla spricktillväxten. Brottet kan inte tränga djupt in i berget, eftersom den möjliga avspjälkningsytan blir mer och krökt samt kortare, vilket ökar motståndet mot avskalning.

Smällbergsaktiviteten ökar med ökande spänning tangentiellt med bergytan, med ökande hållfasthet och med ökande elasticitetsmodul hos bergarten. Ett hårt berg med hög hållfasthet och hög modul kan lagra mer elastisk energi upp till brott. När sedan brott sker blir detta explosionsartat. För berg med lägre modul och lägre hållfasthet fås ett lugnare förlopp.

Förhållandet mellan största insituspänningen och bergartens enaxliga hållfasthet är avgörande för hur allvarlig uppspjälkningen blir och när risk för smällberg finns. Uppgår insituspänningen till halva bergartens hållfasthet är risken för smällberg stor.

3.4 Böjbrott i skivor

Ett sammanhängande bergparti som avgränsas av två parallella sprickor kan utsättas för böjning t.ex om skivan befinner sig i taket, se fig 5. Skivan belastas med sin egenvikt och eventuell vikt av lösberg på skivan.

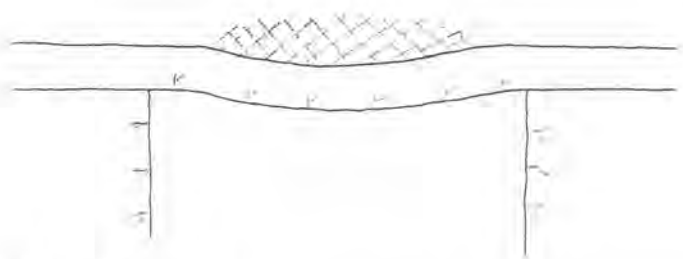


Fig. 5. Utböjning av bergskiva.

Brottet i den utböjande skivan kan ske som dragbrott, tryckbrott eller skjuvbrott. Det troligaste är att böjbrottet börjar med ett dragbrott, vid upplagen eller i mitten av skivan, eftersom draghållfastheten är betydligt mindre än tryckhållfastheten. När tvärsnittsarean sedan minskar, på grund av att dragsprickan växer, övergår brottet till tryckbrott eller avskjuvning av det kvarvarande intakta bergpartiet. Avgörande för brottutvecklingen är förhållandet mellan skivans höjd och dess fria längd samt upplagens respons vid en lastökning i skivans längdriktning. Har bergarten i skivan hög hållfasthet och upplagen är oeftergivliga kan en tryckbåge som bär lasten utbildas efter det att dragbrott skett. Detta förutsätter emellertid att höjden är tillräckligt hög i förhållande till fria längden.

3.5 Böjknäckning av skivor

Om en bergskiva som utsätts för böjning även belastas i sin längdriktning (axiallast), se fig 6, övergår böjningen till knäckning när skivans utböjning blivit tillräckligt stor. Den teoretiska

knäcklasten minskar ju större utböjningen skivan har. Dvs en skiva som utsätts för konstant axiallast kommer att knäcka ut när utböjningen uppgår till ett visst värde. En begynnande utknäckning kan stabiliseras om belastningen i skivans längdriktning minskar med utböjningen mer än vad knäcklasten minskar.

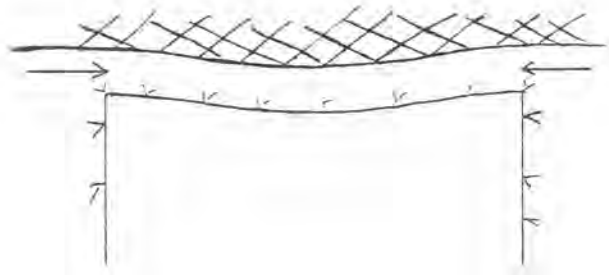


Fig. 6. Skiva som utsätts för både böjning och axiallast.

3.6 Uppspjälkning kring lerfyllda slag eller skölar

Vid uttag av bergrum i en bergmassa som innehåller mjukare avgränsade partier såsom lerfyllda slag eller skölar, uppkommer dragtöjningar i det intilliggande styvare berget. Dragtöjningarna uppkommer när det mjuka materialet trycks ut och rör sig parallellt med ytan på det styva sidoberget. Beroende på storleken av dragtöjningarna sker uppspjälkning av det hårdare berget parallellt med största huvudspänningen, se fig. 7.

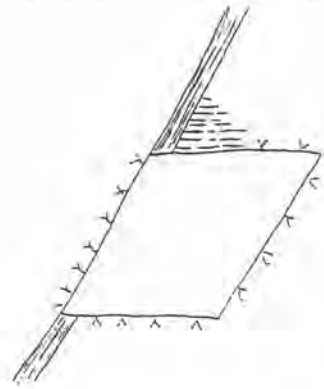


Fig. 7. Uppspjälkning intill mjukare partier såsom lerfyllda slag eller skölar.

3.7 Allmänt skjuvbrott

Skjuvbrott inträffar i begmassan när skjuvspänningen överskrider materialets hållfasthet, dvs när skillnaden mellan största och minsta huvudspänningen blir för stor. Två huvudgrupper av brottmekanismer kan särskiljas dels bärighetsbrott dels nedsättning av den valvbildande förmågan på grund av skjuvbrott.

Bärighetsbrott

Två huvudgrupper kan särskiljas dels bärighetsbrott i upplaget under högt belastade pelare och mellanskivor, dels intryckning av t.ex. botten i ett i övrigt stabilt rum.

När det gäller typen bärighetsbrott under bergpelare, är en förutsättning att pelaren har högre hållfasthet än själva upplaget annars sker brottet i pelaren.

Enligt klassisk teori kan tre typer av bärighetsbrott under pelare särskiljas nämligen "general shear failure", "local shear failure" och "punching shear failure". Dessa brottyper har olika last-deformationskurvor, se fig 8.

"General shear failure" karaktäriseras av en väl definierad brottlast. Brottlasten är bara aningen högre än den last som ger upphov till lokalt skjuvbrott. Brottytan i bergmassan är skarpt avgränsad och sträcker sig från pelarens kant till den fria ytan, se fig 8 a. Pelarens inträngning svarar mot en hävning av den fria ytan.

"Punching failure" eller instansningsbrott karaktäriseras av att materialet under den belastade ytan komprimeras. Brott sker genom skjuvning längs pelarens periferi. Bergmassan utanför pelaren är i stort opåverkad, som visas i figur 8 c. Skjuvzonerna vid pelarperiferin är små och inte väldefinierade. Hävningen hos den fria ytan är liten. Motståndet mot pelarens inträngning ökar ju mer pelaren tränger in i bergmassan.

"Local shear failure" karaktäriseras av ett brottförlopp som ligger mellan "general shear failure" och "punching shear failure". Det finns en distinkt knyck i sambandet mellan belastning på pelaren och pelarens inträngning. Ovanför denna punkt ökar deformationen snabbare, se figur 8 b, till dess att "general shear failure" inträffar. Skjuvbrottet börjar vid pelarens periferi och under pelaren samt avstannar ute i bergmassan. Skjuvbrottet sträcker sig ut till den fria ytan först vid stor inträngning av pelaren.

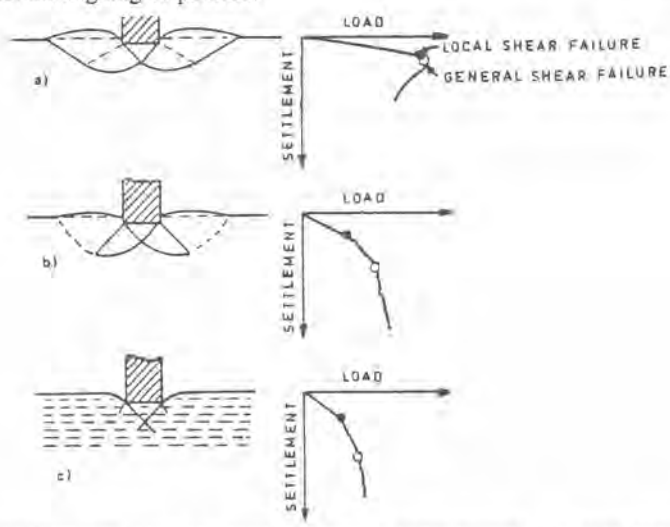


Fig. 8. Olika former av bärighetsbrott, a) "general shear failure", b) "local shear failure", c) "punching failure".

Vilken typ av bärighetsbrott som utvecklas beror till största delen på bergmassans kompressibilitet. Har bergmassan låg kompressibilitet och om skjuvhållfastheten är väldefinierad sker brottet som "general shear failure". Är bergmassan å andra sidan mycket kompressibel sker brott som "punching failure". Ett material som uppvisar dilatans, dvs volymen ökar vid skjuvning, går till brott genom "local shear failure".

Nedsättning av valvbildande förmåga på grund av skjuvbrott

Valvbildning innebär att en trycklinje utbildas så att lasten överförs till omgivningen. En vanlig brottorsak är att skjuvbrott uppträder på grund av en ogynnsam vinkel mellan trycklinjen och bergets svaghetsplan och sprickor eller att bergblocken bryts sönder på grund av höga tryck. Den tryckspänning som tryckkraften genom valvet ger upphov till måste vara mindre än bergmassans tryckhållfasthet. Exempel på valvbildning visas i fig 9. Vid höga spänningar t ex i en mellanskiva kan hela skivan befinna sig i brottillstånd.

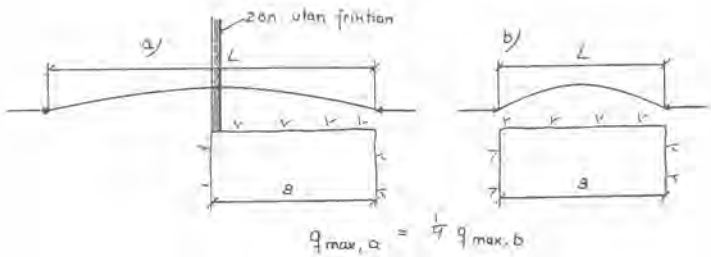


Fig. 9. Olika former av valv

4. BROTTMEKANISMER KRING ÖPPNINGAR

4.1 Brottmekanismer kring en enskild öppning i homogent intakt berg

Vid konferensen i Montreal, 1987, redogjorde V. Maury för de slutsatser som "ISRM Commission on Failure mechanisms around underground excavations" dragit från observationer av brott kring enskilda öppningar i renodlade initialspänningstillstånd. Nedan redogörs för slutsatserna i Maury's artikel.

- i de flesta fall tycks brottet börja inne i bergmassan, punkt B i fig. 10. Enligt klassisk elasticitetsteori uppträder den största spänningen i punkt A enligt fig. 10. Brotten borde börja i denna punkt och inte inne i bergmassan, punkt B, som labförsök och fältobservationer visar på.

- brottet sprider sig antingen som dragbrott längs största huvudspänningens riktning, fig. 10 a och c, eller som skjuvbrott, fig. 10 b och d. Beroende på material och belastningssitua-

tion tycks dragbrottsutvecklingen vara den dominerande mekanismen som kan ge upphov till både uppspjälkning av krökta skivor och krökta brottytor. Dessa krökta brottytor ser till former ut som skjuvytor men är i verkligheten inga riktiga skjuvytor (pseudo skjuvbrott).

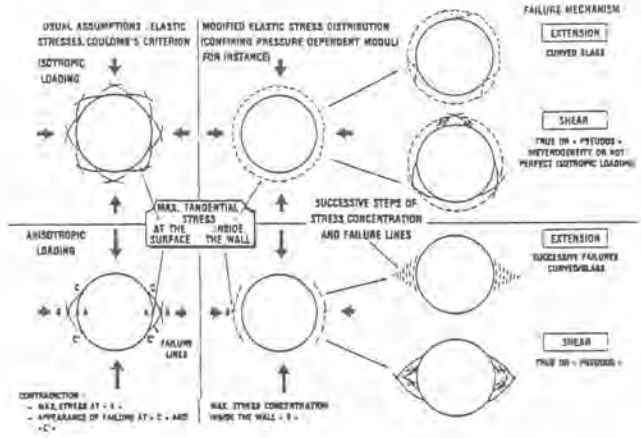


Fig. 10. Brottutveckling kring en cirkulär öppning, efter Maury, 1987.

- kriterier av Mohr-Coulomb's typ kan inte användas för att kvantitativt förutsäga stabiliteten hos underjordsöppningar i homogent intakt berg. Användning av brottkriterier med flytlagar är bekvämt ur analytisk synpunkt men det verkliga fysiska skeendet återspeglas inte eftersom detta är helt annorlunda dvs bildandet och tillväxt av sprickor. Dessa modeller ger emellertid en teoretisk uppskattning av spänningsnivåerna i väggarna och därmed kan de användas för att förutsäga de olika former av brottytor som kan uppträda vid väggarna.

- enligt Maury är huvudfrågan i framtiden att ta reda på om sprickorna, när de väl har initierats, fortlöper som dragbrott och följer huvudspänningarna eller utbildas genom ren skjuvning av partiet mellan de utbildade sprickorna och också vilket kriterium som kan förutsäga det. Observationer i fält måste klarlägga dessa frågor.

- det finns en brist hos de klassiska teorierna som ger för höga spänningskoncentrationer och diskrepansen mellan observationer och teori är tydlig framförallt för anisotropt spänningsfält. Plasticitetsteorin kan inte modellera den diskontinuitet i deformationerna som uppträder vid brottutvecklingen.

- en elastisk modell med en elasticitetsmodul som ökar med den radiella spänningen visar att största spänningskoncentrationen sker ett stycke in i berget, varifrån sprickor kan initieras och fortplanta sig som dragbrott eller skjuvbrott beroende på bergets beteende och belastning. Denna modell ger också en förklaring till varför det finns fall med ovanligt höga brottvärden jämfört med vad klassiska teorier förutsäger och varför skivor avstöts från ett ursprungligen intakt material. Den successiva uppdelningen i separata skivor kan förklaras av att spänningstoppen flyttar in i det intakta materialet allt eftersom nya skivor utbildas och öppningens form ändras.

Undersökningar av granitprover med och utan mikrosprickor visar att modulen är starkt beroende av det omgivande trycket om graniten innehåller mikrosprickor.

Ewy och Cook, 1990, redovisar i två artiklar resultaten av en serie labförsök med cirkulära öppningar i cylindriska provkroppar. Provkroppar av sandsten och kalksten belastades med yttre tryck. I den cirkulära öppningen kunde även ett inre tryck anbringas. Sprick- och brottutvecklingen studerades runt de cirkulära öppningarna.

Undersökningen visar att den grundläggande brottmekanismen runt högt belastade cirkulära hål, åtminstone för de två studerade bergarterna, är bildandet och tillväxten av öppna mikroskopiska spjälksprickor orienterade parallellt med tangentialspänningen. Dessa mikrosprickor bildas först nära hålväggen och utbildas sdan djupare in i berget allteftersom belastningen ökar.

Kring öppningar där det inre trycket i öppningen är noll förenar sig dessa mikrosprickor till en makroskopisk spjälkningsspricka parallellt med väggen. Denna spricka avlänkas mot hålväggen och möter denna med en vinkel av 15-20 grader. Den bildade sprickan avgränsar en tunn skiva, som avstöts från det omgivande berget och rör sig in mot öppningen. Proceduren upprepas och resulterar i en successiv uppspjälkning av berget, se fig 11. Var brottzonerna uppträder runt öppningen styrs av anisotropi i hållfastheten hos bergarten.

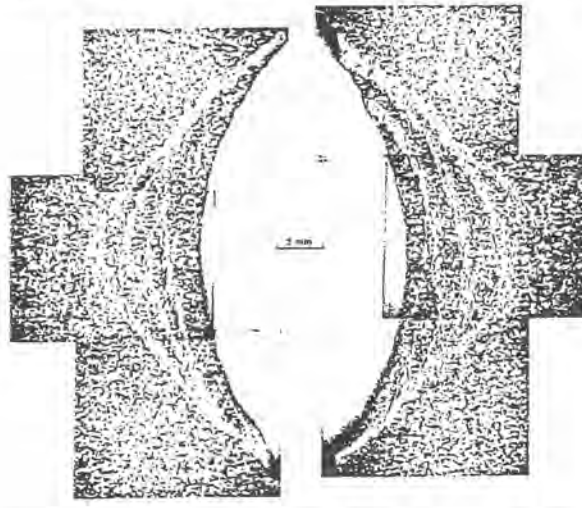


Fig. 11. Brottzonerna kring cirkulär öppning utan inre tryck. Sprickor är ljusa. Efter Ewy och Cook, 1990.

Om den cirkulära öppningen har ett inre stabiliserande tryck visar labförsöken att bärförmågan ökar och att brottzonens utsträckning minskar. De makroskopiska avspjälkningssprickorna utbildas inte och några bergskivor avstöts följaktligen inte. Istället utbildas uppkrossade zoner, vilka möter hålväggen med en vinkel av ca 25 grader. Dessa zoner innehåller spruckna och krossade bergartskorn, även öppna mikroskopiska spjälksprickor parallellt med tangentialspänningen förekommer. I ett material med inre friktion utbildas skjuvsprickor med en

vinkel av $\pi/4 - \phi/2$ mot största huvudspänningen, där ϕ är materialets friktionsvinkel. För det axialsymmetriska belastningsfallet innebär detta att skjuvsprickorna kommer att anta formen av en logaritmisk spiral allteftersom de avlägsnar sig från hålrumsväggen. De zoner som uppkommer kring öppningarna vid försöken med inre tryck har denna form, se fig 12. Det är därför rimligt att anta att dessa band utgör skjuvzoner.

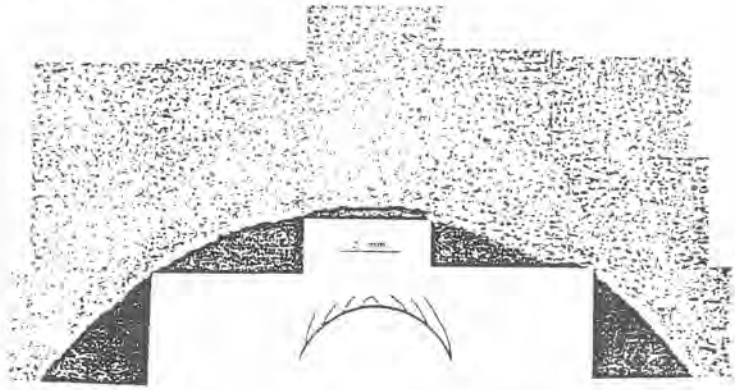


Fig. 12. Sprickutvecklingen kring cirkulär öppning med ett inre stabiliserande tryck, efter Ewy och Cook 1990.

Resultatet av Ewy och Cook's labförsök stämmer bra med bergets principiella uppförande enligt fig 1 där spjälkbrott sker vid enaxlig belastning och skjuvbrott när den minsta huvudspänningen ökar vilket svarar mot försöken med ett inre stabiliserande tryck.

4.2 Brottmekanismer kring öppningar i uppsprucken bergmassa

4.2.1 Inledning

En sprickig bergmassa uppvisar ett komplext beteende, antingen från antalet spricksystem som förekommer och ger graden av diskontinuitet hos mediet eller från förekomsten av speciella strukturer såsom ett genomgående spricksystem eller två mot varandra vinkelräta system. Två huvudtyper av brottproblem kan förekomma i en sprickig bergmassa dels brott i själva bergmassan som kan medföra totalkollaps av rummet dels stabilitetsproblem kring själva randen av rummet, se fig 13. Problemen kring randen är kopplade till typen av block som bildas av de naturliga spricksystemen och rummets konturer, se fig 13

4.2.2 Blockutfall

De block som finns närmast rummets konturer har förlorat sitt stöd från den tidigare bergmassan i rummet. Den drivande kraften som kan förorsaka utfall är gravitationen och det lokala spänningsfältet.

För att ett block skall kunna falla ut från taket eller väggarna måste det omges av minst tre sprickplan som avgränsar det från den omgivande bergmassan. En enkel kinematisk kontroll via en stereografisk plot visar om bergkilen kan falla ut.

En pådrivande kraft på bergkilen kan också utgöras av det lokala spänningsfältet runt öppningen.

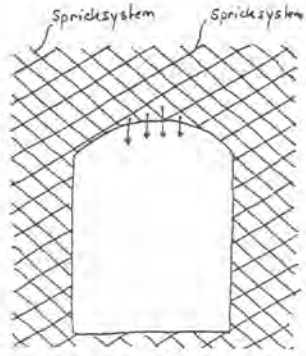


Fig. 13. Instabila block som bildas av spricksystemen och rummets kontur.

4.2.3 Brottmekanismer i bergmassa med ett genomgående spricksystem

En bergmassa med ett genomgående spricksystem eller skiktat berg såsom skiffer uppvisar en stark anisotropi vad gäller hållfasthets- och deformationsegenskaper. Brott kan ske dels i själva bergmaterialet, dels i sprickorna. Avgörande för typen av brott är orienteringen av sprickorna i förhållande till belastningsriktningen. Detta illustreras i fig. 14.

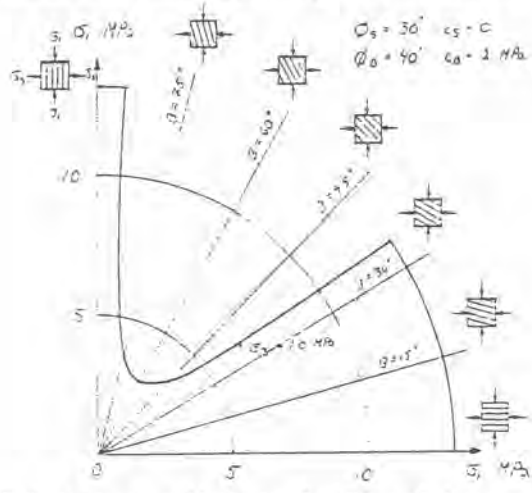


Fig. 14. Huvudspänningen σ_1 vid brott som funktion av belastningsriktningen. Bergmassans draghållfasthet kan beräknas på liknande sätt.

Brottutvecklingen kring en öppning i en bergmassa med ett genomgående spricksystem är beroende av sprickriktningen i förhållande till rumskonturen och spänningssituationen. Brottet kan ske genom glidning längs sprick- planen, genom skjuvning av det intakta bergmaterialet eller genom en kombination av dessa. Flera typer av instabilitetsproblem kan också uppträda såsom böjknäckning av skivor, ren knäckning och stjälpning. Sönderbrytningen av de instabila bergskivorna sker vanligen genom att bergmaterialets draghållfasthet överskrides.

4.2.4 Brottmekanismer i bergmassa med två genomgående spricksystem.

Skjuvhållfastheten hos en bergmassa med två genomgående spricksystem fås genom superponering av det intakta bergmaterialets hållfasthet och hållfastheten för de båda spricksystemen. Den resulterande hållfastheten för bergmassan uppvisar stark anisotropi, se fig 15 som visar hållfasthetens variation med belastningsriktningen för en bergmassa där sprickplanen bildar rät vinkel med varandra. Har de båda sprickplanen olika skjuvhållfasthet (c, ϕ) påverkar även detta anisotropin hos bergmassan.

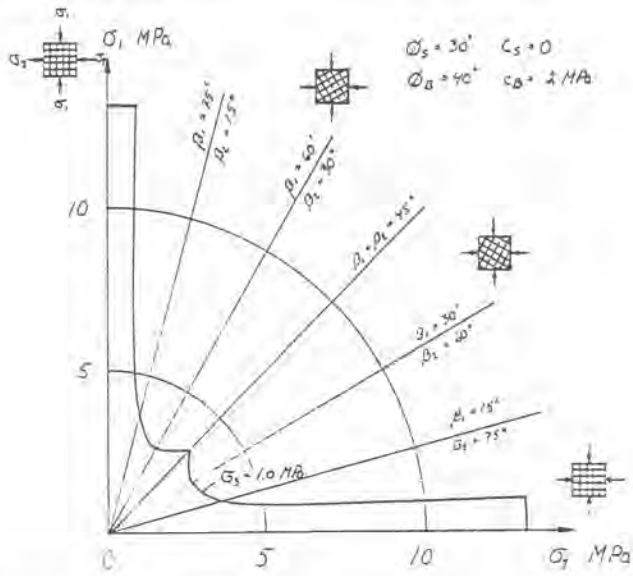


Fig. 15. Huvudspänningen σ_1 vid brott i en bergmassa med två genomgående spricksystem som funktion av belastningsriktningen.

Draghållfastheten hos en bergmassa med två genomgående spricksystem är i stort sett obefintlig även om det intakta materialet har hög draghållfasthet.

4.2.5 Brottmekanismer i bergmassa med tre eller flera spricksystem.

Genomkorsas en bergmassa av tre spricksystem där vinkeln mellan spricksystemen är lika försvinner i stort sett den anisotropi i hållfasthet som en bergmassa med ett eller två spricksystem uppvisar, se fig. 16. Bergmassan kan i stort sett beskrivas som ett isotropt material om hållfastheten hos de olika spricksystemen är lika. Har något spricksystem betydligt högre eller lägre hållfasthet uppvisar bergmassan fortfarande anisotropi. Avgörande för bergmassans skenbara isotropa hållfasthet är egenskaperna för de enskilda spricksystemen. Det intakta bergmaterialets hållfasthet saknar betydelse för bergmassans hållfasthet om den inte är lägre än spricksystemens hållfasthet.

Kring en öppning i en bergmassa med tre eller flera genomkorsande spricksystem utbildas en zon där glidning sker längs något av sprickplanen om skjuvspänningen överstiger sprickplanens hållfasthet. Bergmassans förmåga att bilda bärkraftiga valv blir nedsatt inom denna zon.

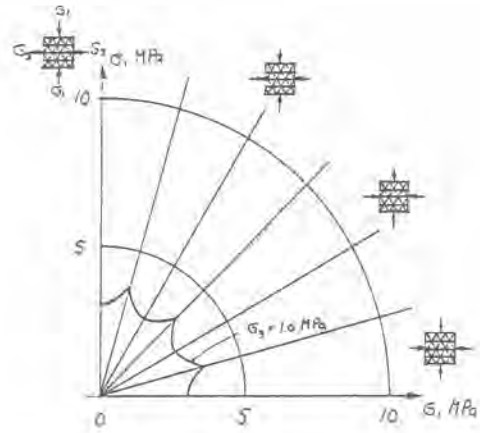


Fig. 16. Huvudspänningen σ_1 vid brott i en bergmassa med tre genomgående spricksystem som funktion av belastnings-riktningen in förhållande till sprickriktningarna.

REFERENSER

Fredriksson, A. Brottmekanismer i berg runt tunnlar och orter. Teknisk rapport, G 2000-rapport 91:42, projekt 317, KTH, 48 p.

Ewy, R. T. och Cook, N. G. W. (1990). Deformation and fracture around cylindrical openings in rock - I. Observations and analysis of deformations. Int. Jn. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 27, No. 5, sid 387 -407.

Ewy, R. T. och Cook, N. G. W. (1990). Deformation and fracture around cylindrical openings in rock - II. Inition, Growth and Interaction of Fractures. Int. Jn. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 27, No. 5, sid 409-427.

Maury, V. (1987). Observations, researches and recent results about failure meschanisms aroud single galleries. Roc. ot the 6th ISRM Int. Congress, Montreal, Canada, Vol. 2, sid 1119-1128

SKALAEFFEKTER VED HYDRAULISK JEKKING ?

Siviling. Helge Ruistuen
SINTEF Bergteknikk

Dr.ing. Halvor Kjørholt
SINTEF Bergteknikk

SAMMENDRAG

Erfaringer fra flere norske kraftanlegg kan tyde på at dagens metodikk for måling av maksimalt tillatt trykk i uforede bergrom gir konservative resultater. En medvirkende årsak til dette kan være skalaeffekter. For å undersøke i hvilken grad hydrauliske forsøk utført i enkelthull er representative for større bergvolum, ble et forsøksfelt med mulighet for trykksetting av inntil 10 borhull i ulike konfigurasjoner, etablert.

Resultatene fra disse storskalaforsøkene indikerer at det ikke nødvendigvis er riktig å betrakte jekketrykket som et distinkt trykk som ikke må overskrides dersom store utlekkasjer skal kunne unngås. Videre viser forsøkene at det ved trykkbelastning over shut-in trykk/jekketrykk måles lavere utlekkasjer ved storskalatestene enn det summen av registrerte utlekkasjer fra enkelthullstester skulle tilsi.

SUMMARY

A number of rock stress measurements conducted at Norwegian hydropower plants suggests that the capability of the rock mass to withstand internal pressure may be underestimated. In order to examine whether scale effects related to present procedures for hydraulic jacking/ fracturing tests imply conservative decisions of the maximum pressure in unlined rock masses, a field test program including large scale hydraulic jacking tests have been carried out.

The results show that the present definition of the opening pressure as a pressure which is not to be exceeded if excessive leakages is to be avoided, may be inaccurate. Furthermore, when a system of hydraulically connected boreholes is pressurized to levels higher than the opening pressure, the total water flow of the system is found to be lower than the flow measured from single hole tests.

1 INNLEDNING

Vurdering av dimensjonerende trykk i uforede bergrom baseres vanligvis på resultater fra bergspenningsmålinger. Tradisjonelt har bergets kapasitet overfor innvendig trykk vært bestemt ut fra størrelsen på minste hovedspenning, som enten er målt ved overboring (strekklappbasert) eller indirekte fastlagt som shut-in trykk ved hydraulisk splitting. Det forutsettes da at så lenge det statiske vanntrykket ikke overstiger minste hovedspenning, vil hydraulisk jekking av trykktunnelen ikke finne sted.

Etterhvert som problemstillingen har blitt aktuell på nye områder har det vært et økende behov for å finne fram til sikrere og mer nyanserte kriterier for trykkdimensjonering. Dette gjelder spesielt for luftputekamre og vanngardinsystemer. Praktiske erfaringer blant annet fra slike anlegg kan tyde på at dagens dimensjoneringsfilosofi undervurderer bergets kapasitet med hensyn til innvendig trykk. Eksempler på både vanngardiner, luftputekamre og trykksjakt som opereres tilnærmet lekkasjefritt med sikkerhetsfaktor nær, og til dels under 1.0, er listet opp i tabell 1.

TABELL 1 EKSEMPLER PÅ MÅLTE SPENNINGER OG RESULTERENDE SIKKERHETSFAKTOR (Målingene er utført av SINTEF og NGI)

Anlegg		Målt minste hovedspenning, σ_3 ved overboring (MPa)	Målt shut-in trykk, P_{si} (MPa)	Statisk vanntrykk/ lufttrykk (MPa)	Sikkerhetsfaktor *: F_{HS} /F_{OB}
Ormsetfoss	Trykktunnel	5,8	3,3-4,8	3,8	0,9-1,3 /1,5
Tafjord	Luftpute	6,2	7,0-9,5	7,6	0,9-1,3 /0,8
	Vanngardin	6,2	7,0-9,5	8,0	0,9-1,2 /0,8
Torpa	Luftpute	4,3	4,2-5,1	4,3	1,0-1,2 /1,0
	Vanngardin	4,3	4,2-5,1	4,6	0,9-1,1 /0,9
Kvilldal	Luftpute	5,6	4,3-5,2	4,0	1,1-1,3 /1,4
	Vanngardin	5,6	4,3-5,2	5,2	0,8-1,0 /1,1

* OB - Overboring
HS - Hydraulisk splitting

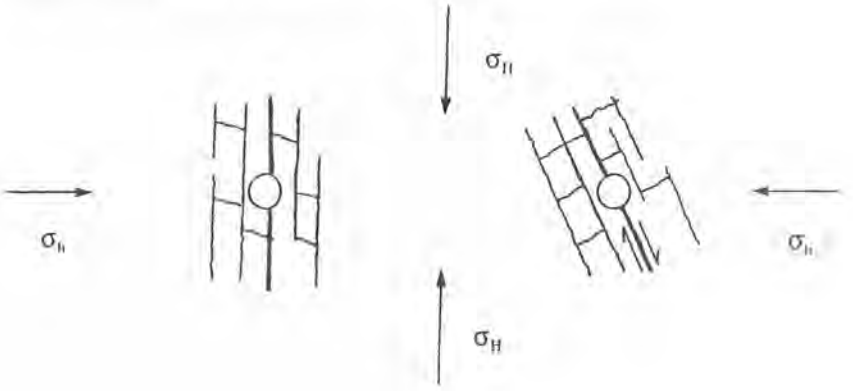
Basert på resultater fra feltundersøkelser hvor jekketester utføres samtidig i opptil 10 parallelle, Φ 51 mm borhull er det undersøkt hvorvidt bergets kapasitet med hensyn til innvendig trykk undervurderes ved enkelthullstester.

2 HYDRAULISK JEKKING

Hydraulisk jekking/splitting er en velegnet metode for trykk-dimensjonering ettersom testen direkte etterlikner den type belastning berget skal dimensjoneres for. Virkninger som følge av ulik skala vil imidlertid kunne påvirke gyldigheten av måleresultatene. Testen krever heller ikke kjennskap til bergets elastisitetsegenskaper, som tilfellet er for strekklappbaserte målemetoder. I tilfeller hvor målt spenningsnivå ligger kritisk lavt oppstår det likevel usikkerhet ved overføring av resultatene til full skala. Dette skyldes primært at ulike parametre, som åpningstrykk og shut-in trykk, kan gi forskjellig konklusjon og dessuten at det i mange tilfeller vil være en viss resultatspredning avhengig av testprosedyre.

Shut-in trykket legges vanligvis til grunn ved spenningsmålinger. Denne parameteren er i liten grad sensitiv med hensyn til testprosedyre fordi den hydrauliske kretsen er avstengt under denne delen

av testen. Dermed påvirkes ikke registrert trykk av et ukjent strømningsavhengig trykkfall i bergmassen. Imidlertid eksisterer det ikke alltid et entydig shut-in trykk. Dette gjelder spesielt ved testing av permeable bergmasser. Når målinger utføres i anisotrope bergmasser vil heller ikke shut-in trykket reflektere minste hovedspenning. Dette er illustert til høyre i figur 1, hvor trykksetting medfører bevegelse i et lagdelingsplan som ikke står normalt minste hovedspenning. Ettersom spenningsfeltet alltid må antas å være anisotropt vil i dette tilfellet skjærbevegelse langs sprekkeplanet være kritisk. I realtiteten vil imidlertid både skjær- og normalbevegelse finne sted ved massiv innpumping av vann.



Figur 1 Hydraulisk jekking i anisotrope bergarter

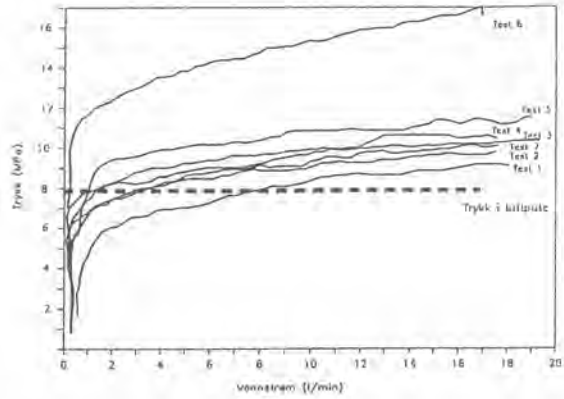
Med en viss rett har skjærbetraktninger normalt vært utelatt ved vurdering av tillatt trykk i uforede trykksjakter. I en dalside er hovedspenningene typisk orientert parallellt/ normalt topografien slik at trykksjakter ofte står tilnærmet parallellt største (evt. mellomste) hovedspenning. Ettersom det i mange tilfeller eksisterer et sprekkesett orientert tilnærmet parallellt dalsiden vil sprekkeåpning normalt minste hovedspenning være kritisk, som illustrert til venstre i figur 1.

Testprosedyrer

Ved utarbeiding av testprosedyrer og tolkningsprinsipper for hydraulisk splitting er det nødvendig å ha klart definert hvilken informasjon som søkes. Det kan være hensiktsmessig å skille mellom rene spenningsmålinger og målinger utført med tanke på å bestemme bergets kapasitet med hensyn til innvendig trykk. Erfaringer viser at dette ikke nødvendigvis er to sider av samme sak.

Et måleprogram utført i Tafjord K5 illustrerte dette forholdet klart. Ved å øke innpumpet vannmengde steg registrert åpningstrykk trinnvis fra ca. 5 til 11 MPa (figur 2). Ettersom forsøket viste seg å være reversibelt skyldes endringene sannsynligvis oppbygging av et kunstig høyt grunnvannstrykk rundt borhullet. Forsøk av denne art gir ingen tilleggsinformasjon om spenningsfeltet men gir en klar indikasjon på hvilket trykk berget faktisk tåler. Forsøk med hydraulisk stimulering av bergmassen i forbindelse med utnytting av geotermisk energi viser tilsvarende resultater. Ved en konstant innpumpingsrate på 110 l/min steg trykket gradvis over en periode på ca. 100 timer [Wallroth, 1992].

Mye tyder altså på at åpningstrykket er den parameteren som er mest relevant ved trykkdimensjonering. Den viktigst informasjonen ligger i en sikker fastlegging av det trykket som medfører at store utlekkasjer finner sted.



Figur 2 Variasjon i åpningstrykk avhengig av innpumpet vannmengde ved Tafjord K5 [Hansen og Hanssen (1988)]

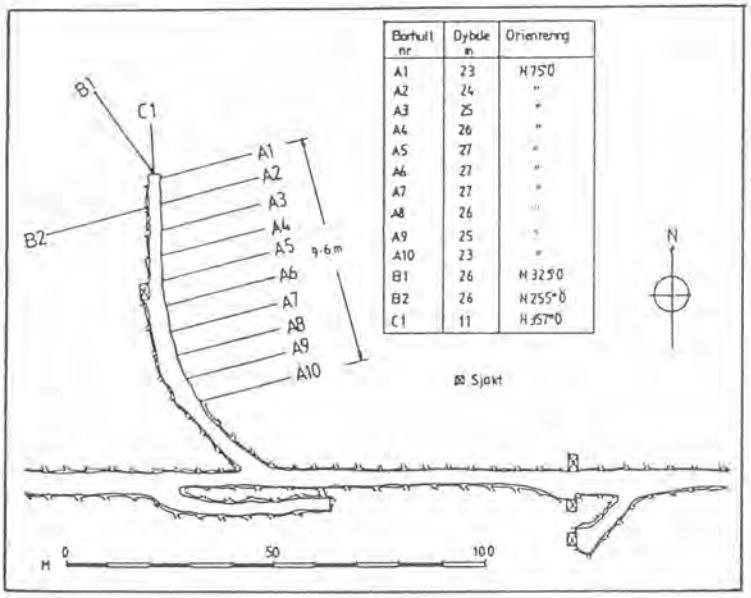
3 STORSKALA FORSØK MED HYDRAULISK JEKKING

Ved storskala hydraulisk jekking vil naturlige, permeable sprekker inngå i testvolumet. Ettersom klassisk teori for hydraulisk splitting betrakter berget som et isotropt kontinuum, er det fundamentale forskjeller mellom tradisjonell hydraulisk splitting/jekking og storskala jekkeforsøk. Hydromekanisk testing kan være en dekkende betegnelse på storskalaforsøkene.

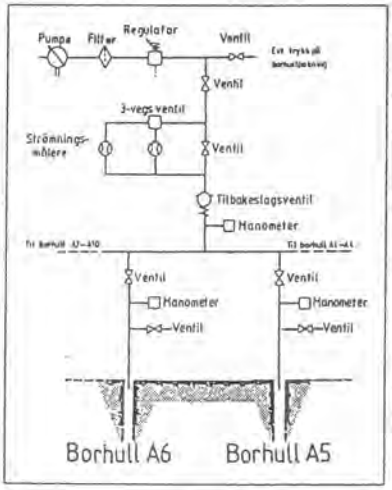
Testopplegg

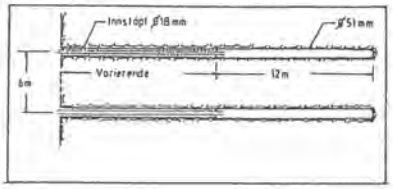
For å undersøke i hvilken grad åpningstrykket varierer når bergvolumet som involveres i målingen øker ble det etablert et forsøksfelt som vist i figur 3 (øverst). Samtlige borhullen i A-serien ble gjenstøpt slik at 10 parallelle, 12 m lange testseksjoner med avstand 6 m kunne testes samtidig. Alle borhullene ble utstyrt med ventiler slik at testseksjonene kunne trykksettes og trykkavlastes individuelt.

Registrerte trykk og strømningsdata ble overført direkte til en bærbar PC. I tillegg ble samtlige testhull utstyrt med manometer.

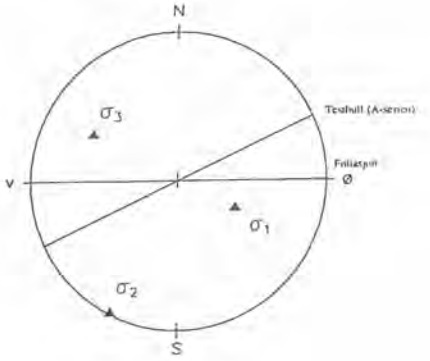


Borhull nr	Dybde m	Orientering
A1	23	N750
A2	24	"
A3	25	"
A4	26	"
A5	27	"
A6	27	"
A7	27	"
A8	26	"
A9	25	"
A10	23	"
B1	26	N325°0
B2	26	N255°0
C1	11	N357°0





HOVEDSPENNINGSRETNINGER:
(målt ved overboring)



Figur 3 Skisse av forsøksområdet og testopplegg for storskala jekkeforsøk

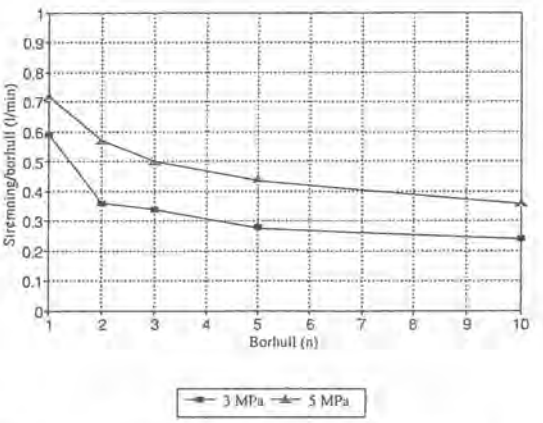
Resultater

Før igangsetting av de hydrauliske forsøkene ble bergets tredimensjonale spenningstilstand målt i borhull C1 :

Hovedspenning (MPa)	Strøk- og fallvinkel (°)
$\sigma_1 = 8.9$	N115Ø/55
$\sigma_2 = 7.8$	N208Ø/2
$\sigma_3 = 2.2$	N299Ø/35

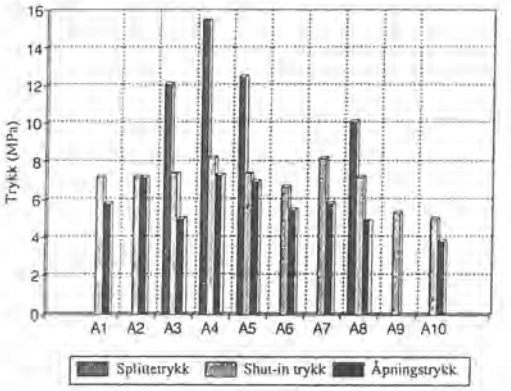
Størrelsen på minste hovedspenning, σ_3 stemmer godt overens med shut-in trykket målt i forbindelse med hydraulisk splitting i samme borhull. To test sykler ble utført, shut-in trykk ble målt til 2,4 MPa i begge tilfellene.

For å undersøke hvorvidt det var kommunikasjon mellom testhullene ble det utført permeabilitetsmålinger i ulike konfigurasjoner før jekkeforsøkene ble utført. Testhullene ble da trykksatt enkeltvis, parvis, tre og tre osv. Deretter ble normaliserte strømningsverdier beregnet som vanninntrengning pr. borhullslengde. Det går fram av figur 4 at det var kommunikasjon mellom borhullene ettersom vanninnstrømningen avtar ved samtidig trykksetting av et økende antall borhull. Ved trykksetting av samtlige 10 borhull (A1..A10), dvs. 120 m testseksjon, måles en total vanninnstrømning på 2,3 l/min ved 5 MPa pumpetrykk i en bergmasse hvor minste hovedspenning er fastlagt til under 2,5 MPa. Tilnærmet identiske strømningsverdier framkom på grunnlag av permeabilitetsmålinger utført etter at splitte/jekke-testene var sluttført.



Figur 4 Gjennomsnittlig vanninnstrømning pr. 12 m borhullsseksjon

I figur 5 er resultatene fra splitteforsøk utført i enkelthull sammenfattet. For samtlige målinger ligger åpningstrykket noe lavere enn shut-in trykket. Det registreres imidlertid liten innbyrdes spredning. For å avdekke hvorvidt måleresultatene varierte avhengig av lengde på testseksjonene ble hydrauliske splitteforsøk også utført i borhull B1. Her ble lengden på testseksjonen variert i trinn fra 1 til 15 m ved bruk av pakkere. Resultatene viste at både åpningstrykket og lukketrykket var uavhengig av lengden på borhullsseksjonen.



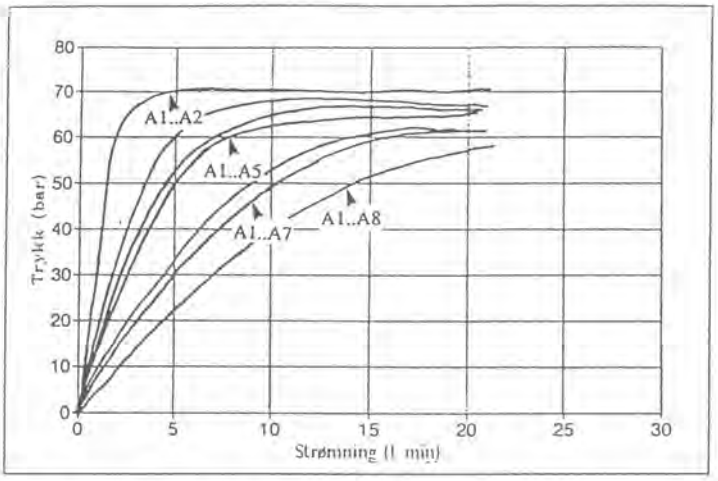
Figur 5 Resultater fra hydrauliske målinger i enkelthull

Resultatene som framkom ved hydraulisk splitting av borhullene i A-serien forklarer det tilsynelatende misforholdet mellom forventet vanninnstrømning ved 5 MPa og størrelsen på minste hovedspenning. Dette skyldes at ingen av de sprekkene som åpnes har minste hovedspenning som normalspenning. Mest sannsynlig oppstod jekking av foliasjonsplan i samtlige testhull. Det betyr at minste hovedspenningskriteriet anvendt på denne bergmassen, ville medført en konservativ vurdering av bergets kapasitet med hensyn til innvendig trykk.

Ved kartlegging av hvilken innvirkning skalaen har på hydrauliske jekkeforsøk ble åpningstrykket forsøkt identifisert ved trykksetting av flere borhull samtidig. Borhullene A9 og A10 måtte her utelates fordi det oppstod kommunikasjon mot nærliggende åpninger. Sikker fastlegging av åpningstrykket ved flerehullstester forutsetter at vanninnpumpingen foregår over lang tid for å oppnå stasjonær strømning ved flere trykktrinn. Det vil da eksistere et kunstig høyt grunnvannstrykk mellom borhullene.

Gjennomsnittlig gjenåpningstrykk, P_r målt ved enkelthullstester i borhullene A1 til og med A8 er 6,1 MPa. Tilsvarende verdi for shut-in trykk er 7,4 MPa. Med utgangspunkt i vanninnstrømning registert ved 6.4 MPa pumpetrykk, dvs. 0,3 MPa over gjennomsnittlig åpningstrykk, er det foretatt en sammenlikning av enkelthullstestene kontra flerhullstester. Summert av vanninnstrømning etter jekking av samtlige enkelthull ved 6.4 MPa er ca. 35 l/min. Til sammenlikning registreres en vanninnstrømning på omlag 25 l/min ved samme trykktrinn (6.4 MPa) når samtlige testhull jekkes samtidig.

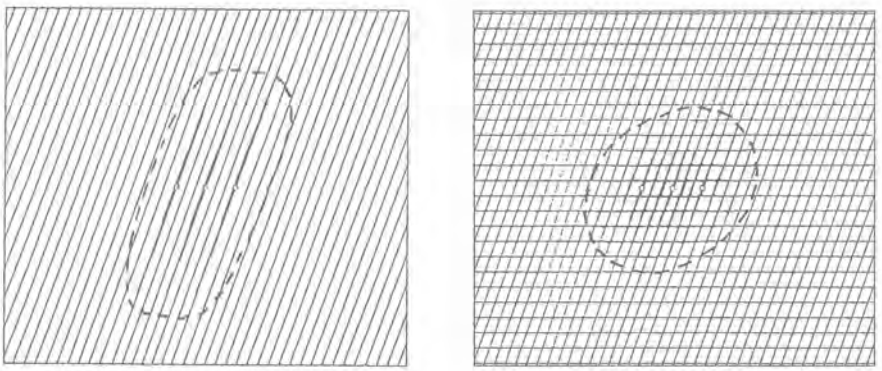
Kurvene som uttrykker trykk som funksjon av strømning er gjengitt for testhullene A1 til A8 i figur 6. Kurvenes forløp indikerer at det ikke nødvendigvis er riktig å uttrykke åpningstrykket som en absoluttverdi som ikke må overskrides dersom alvorlige lekkasjeproblemer skal kunne unngås. Tvert i mot tyder resultatene på at jekketrykket blir gradvis mindre distinkt etterhvert som skalaen økes. Dette betyr eksempelvis at valg av maksimalt tillatt trykk i f.eks uforete trykksjakter og vanngardinsystemer vil være en avveining mellom ulempen knyttet til en viss grad av lekkasjer mot gevinsten ved å kunne operer med et høyere trykk. Det må da forutsettes at oppsprekning og overdekning er slik at sprekker og svakheter ikke går direkte ut i dagen.



Figur 6 Vanntrykk som funksjon av strømning ved samtidig jekking av henholdvis 2,3,4,5,6,7 og 8 testhull.

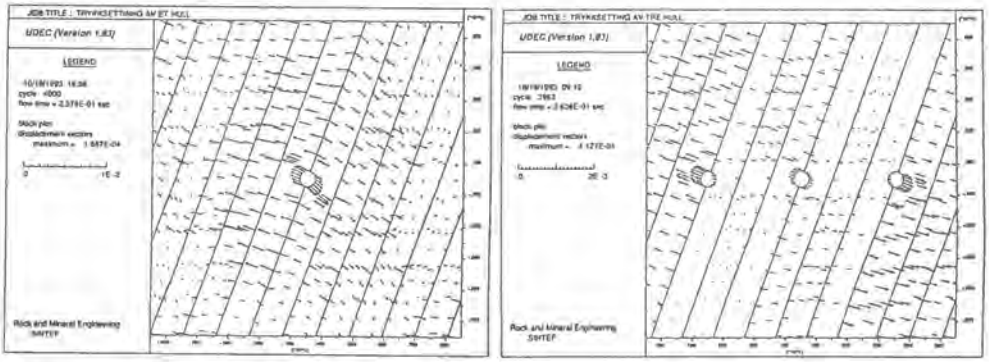
4 DISKUSJON

Flere årsaksforhold bidrar til at ulempene ved å operere dyptliggende anlegg ved høyere trykk enn tradisjonelle kriterier tilsier, overvurderes. For det første vil strømningsmotstanden i bergmassen forårsake trykkfall ettersom avstanden fra trykkkilden øker. Dette er illustert i figur 7, hvor tre testhull er påsatt ett trykk på 6,4 MPa. Denne to-dimensjonale numeriske modellen av forsøksfeltet viser videre at sprekkevannstrykket påvirkes innenfor en mindre avstand som følge av at også et flattliggende sprekkesett inkluderes i modellen.



Figur 7 Sprekkevannstrykk rundt trykksatte borhull

Permeabilitetsmålingene viste at vanninnstrømningen reduseres når flere kommuniserende borhull trykksettes samtidig sammenliknet med summen av lekkasjene målt i enkelthull (figur 4). Dette vil også være tilfellet når vann presses inn ved et trykk som overstiger jekketrykket. Da vil imidlertid også sammenpressing av massive bergblokker adskilt av sprekker kunne bidra til reduserte lekkasjer. Når hydrauliske jekkeforsøk utføres i korte borhullsseksjoner vil en sprekk åpnes ved at omliggende diskontinuiteter presses sammen. Dersom forholdet mellom måleskala og sprekkefrekvens øker vil derimot flere sprekker potensielt åpnes. Det medfører at åpning av en sprekk vil motvirke åpning av andre sprekker eller at en gitt deformasjon fordeles på flere sprekker. På samme måte vil skjærbevegelser langs et sprekkeplan motvirke skjærbevegelse langs et nabosprekkeplan med samme orientering. Dette er også visualisert ved hjelp av numeriske modeller av forsøksfeltet. Resulterende deformasjonene ved trykksetting av ett og tre borhull er gjengitt som vektorplott (figur 8).



Figur 8 Beregnede deformasjoner ved trykksetting av henholdsvis ett og tre borhull (6,4 MPa)

Deformasjonene som opptrer på borhullsperiferien rundt det midtre hullet samt langs foliasjonsplanet som skjærer borhullet, reduseres med mellom 20 og 30% når de to nabohullene trykksettes. Denne redukasjonen forårsaker at flere sprekker åpnes litt i motsetning til at et fåtall åpnes relativt sett mye. Ved beregning av strømningsrater på sprekkeplan inngår sprekkeåpning i 3dje potens. Det faktum at flere sprekker åpnes relativt mindre ved økning av skala medfører dermed en gunstigere situasjon med hensyn til utlekkasjer. Videre viser de numeriske analysene at trykksetting av to nabohull medfører en markant reduksjon av skjærdeformasjonsnivået. Ved 9,4 MPa vanntrykk er største registrerte skjærdeformasjon 1,6 og 0,3 mm ved trykksetting av henholdvis ett og tre borhull.

REFERANSER:

Hansen, S.E; Hanssen, T.H [1988]: "Interpretation of hydraulic fracturing recordings". Workshop on nordic rock stress data, NTH Trondheim.

Wallroth, T [1992]: "Hydromechanical breakdown of crystalline rock. A study based on experiments on hot dry rock geothermal energy. Chalmers Tekniska Högskola, Geologiska Institutionen Publ. A71.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

TUNNEL SIKRING VED NMT BASERT PÅ BORKJERNELOGGING
Tunnel support by NMT based on drillcore logging

Nick Barton, Norges Geotekniske Institutt, Oslo

SAMMENDRAG

I noen av NGIs utenlandske prosjekter er karakterisering av bergmassene ved bruk av flere kilometer med borkjerner et viktig grunnlag for sikringsprognoser. Vanligvis er sikringsmengden basert på et oppdatert Q-system, og den norske metode for tunnelsikring (NMT), i noen tilfeller med numeriske analyser som tilleggskontroll over bolte- og foringskapasitet. To prosjekter er brukt som eksempel på anvendelse av borkjernekvalitet: det ene angående kjerneavfall deponering, det andre angående en større veitunnel. Brukbare metoder for organisering av store mengder geotekniske data fra tunnelkartlegging eller borkjerne logging er presentert i artikkelen.

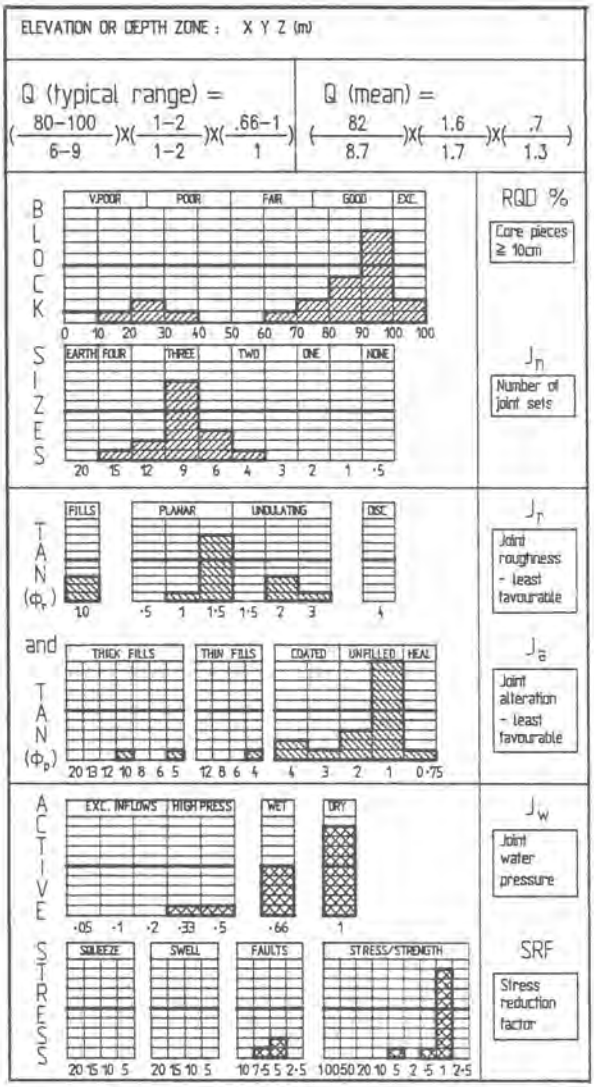
SUMMARY

In some of NGI's foreign projects, several kilometres of drillcore have been available for characterisation and prediction of tunnel support. The amount of support is based on an updated Q-system and the Norwegian Method of Tunnelling (NMT), in some cases supplemented by numerical analyses of bolt and liner capacity. Two projects are cited as examples of the use of drillcore quality: one concerns nuclear waste disposal, the other concerns a major road tunnel. Useful methods of organising large quantities of geotechnical data from tunnel mapping or drillcore logging are presented in the article.

INTRODUKSJON

Mangel på fjell blåtninger og mangel på eksisterende tunneler er to av årsakene til at det i utlandet ikke er uvanlig å bli møtt med opp til flere kilometer med borkjerner. Hvordan skal man best mulig nyttiggjøre seg disse dyrebare sylindriske prøver? Hvordan skal man oppsummere resultatene uten å matche antall kilometer borkjerner med et tilsvarende antall desimeter papir? Går det an å systematisere uten å miste oversikten?

En del av svaret ligger kanskje i **figur 1** som viser venstre siden av en ny geoteknisk loggingskjema, hvor Q-systemet er først tatt hånd om. Dette er et brukervennlig skjema (for de som like Q-systemet) fordi alle parameterverdier er angitt og forklart der hvor observasjoner er nedtegnet. Man slipper å bla gjennom uendelig tabeller mens man prøver å registrere en ny observasjon gjennom tåken og drypp fra hengen (i tunnel sammenheng!).



Figur 1 ***Data innsamlingsskjema til Q-systemet med påminnelse om parameterverdier.***

Figur 2, som er satt opp i form av en tabell, viser disse seks parameter:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \qquad (1)$$

som er bare en del av informasjonen som kanskje må presenteres om bergmassen. Ikke bare ***borkjernene***, men også ***hullene*** er viktig kilder til informasjon som f.eks. permeabilitet, bergspennning, osv.

Figur 1 viser tre typer skravering som representerer, etter **figur 2**:

1. bergmassestrukturen
2. sprekkekarakter
3. vanntrykk, spenning, styrke.

Disse tre grupper parameter tilsvare Q-systemets egen organisasjon hvor:

1. blokk størrelse (RQD/J_n)
2. skjærstyrke mellom blokkene (J_r/J_a)
3. aktive spenninger (J_w / SRF)

representerer fundamentale begrep i kvantitative beskrivelser av bergmassekvalitet.

Geotekniske loggingskjema

Figur 3 viser det komplette skjema med Q-delen til venstre. Den samme skravering som nevnt ovenfor er brukt konsekvent i de øverste, midterste og nederste deler av skjemaet for å presisere sammenhengen mellom parametrene som tilhører disse stillinger i figuren. En fyldigere beskrivelse av hver parameter enn det som står nederst på skjemaet (**figur 3**) er angitt av Barton m.fl., 1992a.

Logging av flere hundre meter borkjerner fra et mer eller mindre tilfeldig valgt prosjekt er presentert i **figur 4**. Gunnar Vik ved NGI har utviklet et Lotus spreadsheet program for raskt håndtering og behandling av slike data. Med dette er det lett å innkalle informasjon på skjermen fra f.eks. sonen mellom 300 m til 350 m langs en horisontal borkjerne boret i forbindelse med en viktig veitunnel. Eller man kan kombinere alle data for de første 500 m, 1000 m eller 1500 m. Det tar et minutt og man er spart for lesing (og skriving) av en 50 siders rapport.

Tabell 1 viser en oversikt over ***gjennomsnittsverdier*** fra hvert histogram, tatt fra et sett med borkjernedata som gjelder ca. 600 m lengde. Disse gjennomsnittsverdier kan danne grunnlag for valg av sikring gjennom Q-systemet, eller kan være en del av inngangsdata for numeriske modeller.

The parameters presented in the geotechnical logging chart are as follows:

I ROCK MASS STRUCTURE

1. RQD (Deere et al. 1967) (Q)
2. J_n = joint set number (Q)
3. F = joint frequency (per metre)
4. J_v = volumetric joint count (Palmstrøm, 1983)
5. S = joint spacing (in metres)
6. L = joint length (in metres)
7. w = weathering
8. α/β = dip/dip direction of joints

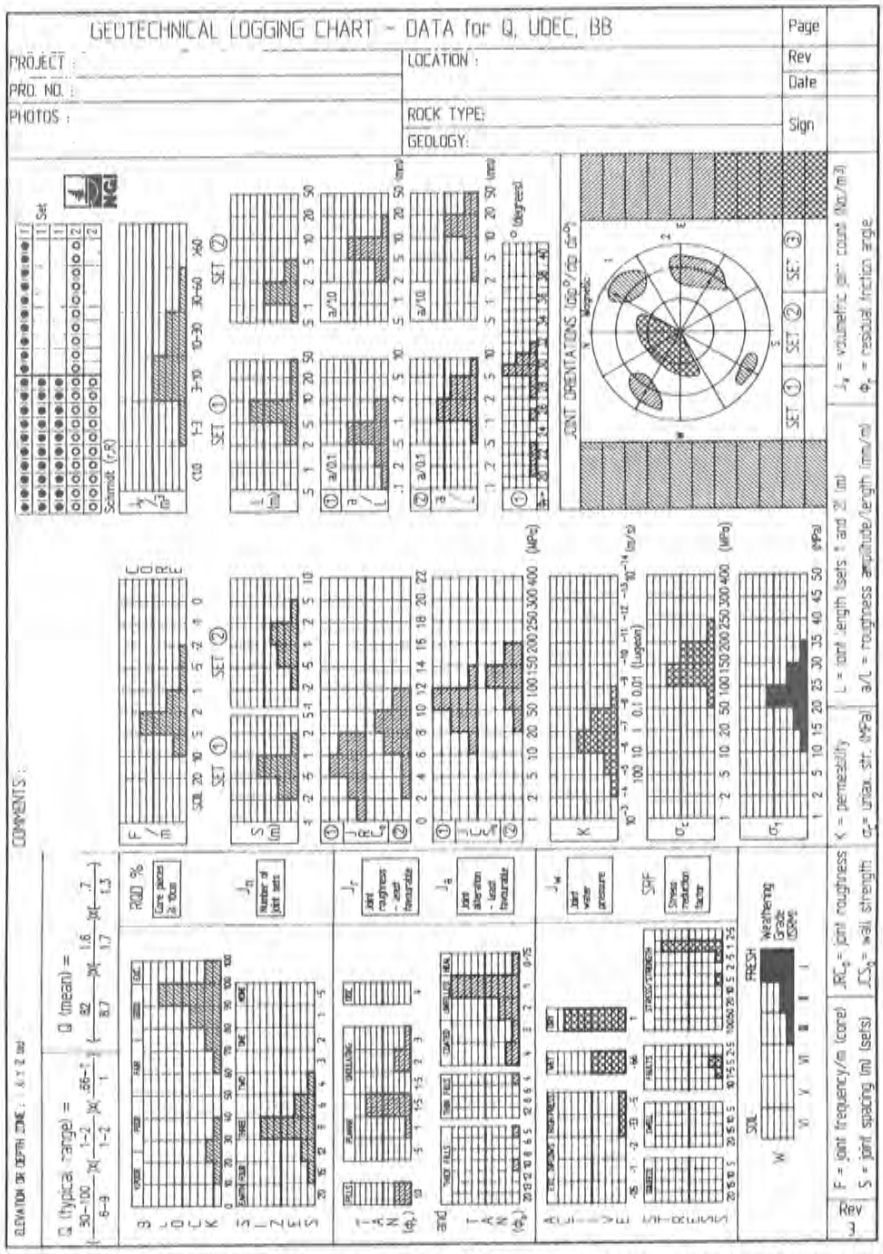
II JOINT CHARACTER

9. J_r = joint roughness number (Q)
10. J_a = joint alteration number (Q)
11. JRC = joint roughness coefficient
12. a/L = roughness amplitude of asperities per unit length (mm/m)
13. JCS = joint wall compressive strength
14. ϕ_r = residual friction angle

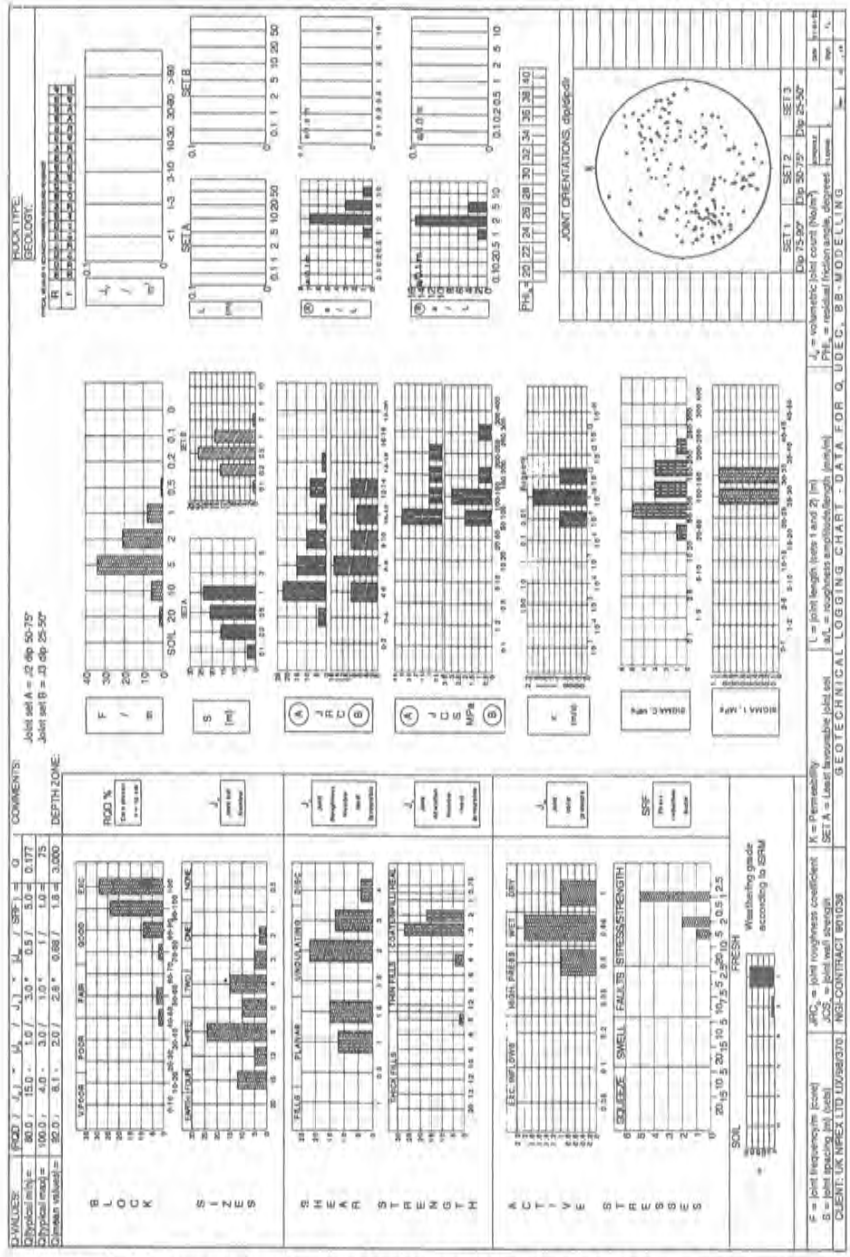
III WATER, STRESS, STRENGTH

15. J_w = joint water reduction factor (Q)
16. SRF = stress reduction factor (Q)
17. K = rock mass permeability (m/s)
18. σ_c = compressive strength
19. σ_1 = major principal stress

Figur 2 ***Organisasjon av geotekniske data under de tre kategorier: struktur, styrke, spenning.***



Figur 3 Geoteknisk logging skjema for presentasjon av borkjerne- eller kartleggingsdata.



Figur 4 Eksempel på borkjernebasert geotekniske data fra et større anlegg.

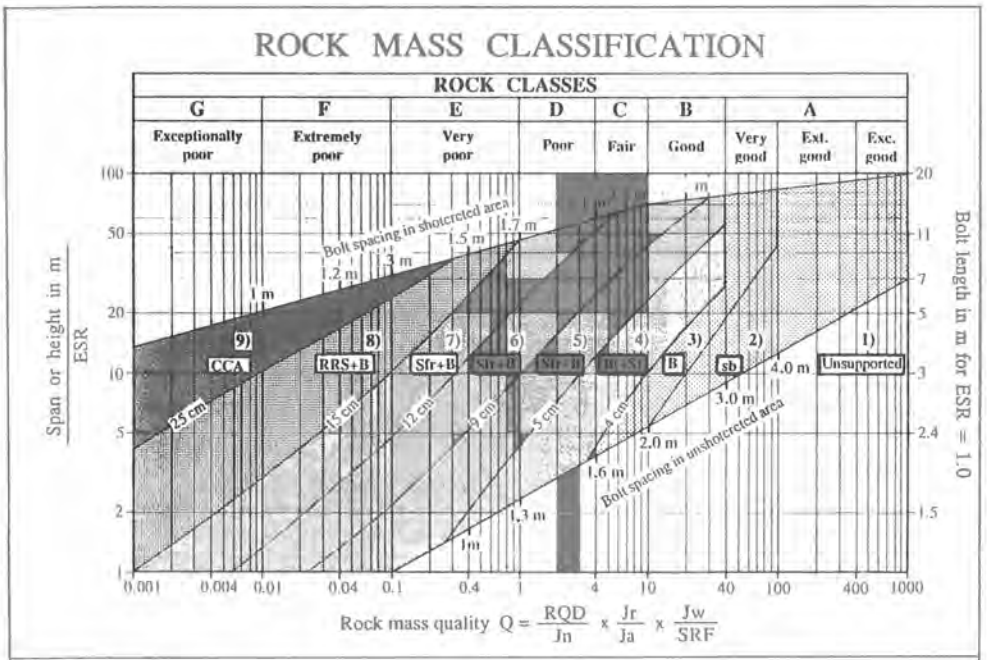
Tabell 1. Gjennomsnittsdata fra borkjernelogging basert på histogram registrering.

RQD	93.2	95.8	91.9	96.0	98.5	76.4	91.8
J_n	5.2	6.0	6.2	7.0	5.8	8.7	7.8
J_r	1.7	2.2	1.7	1.7	1.2	1.9	2.0
J_a	2.7	3.6	4.1	4.0	3.5	3.4	4.4
J_w	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
SRF	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
Q	4.55	3.88	2.40	2.38	2.45	1.98	2.16
S (Spacing,m) (Set A)	2.6	0.9	0.9	1.6	2.7	0.8	1.4
F (Frequency)	1.8	1.7	2.3	2.0	1.2	1.9	2.4
JRC_{300} (All samples)	3.1	5.5	4.1	4.5	4.1	4.6	4.9
a (Amplitude, mm) L=0.1 m All joints	2.4	2.3	1.5	1.6	2.6	2.9	2.8
$Ø_r$ (All samples)	31.3	26.8	27.2	28.2	28.0	25.2	27.5
JCS_{300} MPa (All samples)	152	141	185	154	184	59	40

INTEGRERING AV Q-SYSTEMET OG UDEC-BB

Q-systemet som først var utviklet for 20 år siden (Barton m.fl., 1974) er underlagt to viktig oppdateringer av Grimstad m.fl. (1986) og Grimstad og Barton (1993) for å trekke den med i de stadig forbedrede norske sikringsmetoder. Vi har valgt å fremheve bruk av våtprosess fiberarmert sprøytebetong og bolting (B+Sfr) i ***permanent*** sikring, som den Norske Metode for Tunnelsikring (NMT). Det er klart at dette er for å øve litt konkurranse til de som til stadighet snakker om NATM, som man pleier å anvende i bløtere bergarter enn vi er vant til i Norge. En sammenligning av de to litt forskjellige filosofier og metoder er gitt av Barton m.fl (1992b), hvor flere sterke spillere fra det norsk tunnel entreprenør og konsulent miljø er medansvarlige forfattere.

Det siste oppdatering av Q-systemet for bruk med NMT er oppsummerte i **figur 5**. Dette er ment som en brukervennlig versjon av Q-systemet som gjerne anvendes sammen med **figur 1** (se data innsamlingsskjema til Q-parameter).



REINFORCEMENT CATEGORIES:

1) Unsupported
2) Spot bolting, **sb**
3) Systematic bolting, **B**
4) Systematic bolting, (and unreinforced shotcrete, 4-10 cm), **B(+S)**
5) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 5-9 cm, **Sfr+B**
6) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 9-12 cm, **Sfr+B**
7) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 12-15 cm, **Sfr+B**
8) Fibre reinforced shotcrete >15 cm, reinforced ribs of shotcrete and bolting, **Sfr,RRS+B**
9) Cast concrete lining, **CCA**

Figur 5 ***Oppdatert Q-skjema for bruk sammen med figur 1 ved valg av NMT tunnelsikring. (Grimstad og Barton, 1993)***

Valg av boltekapasitet

Valg av NMT sikring kan illustreres med et eksempel.

1. Veitunnel (ESR = 1.0) (dvs. høy sikringsstandard)
2. Kjerneavfall deponi (ESR = 1.0) (dvs. høy sikringsstandard)

I begge tilfelle er passende NMT sikring ønsket for hengen. Spennvidden er 16 m (begge tilfeller) og Q-verdien av partiet ifølge borkjernelogging er bare 3.0. **Figur 5** viser oss at sikringskategoriets nr. 5 med S(fr) 8 cm + B 2.0 m c/c, er kanskje passende som permanent sikring. Anbefalt boltelengde er 4 m.

Det maksimal boltekapasitet kan fortsatt estimeres fra den opprinnelig Q-formelen:

$$P_{arch} = \left(\frac{20}{J_r}\right) Q^{-\frac{1}{3}} \qquad (2)$$

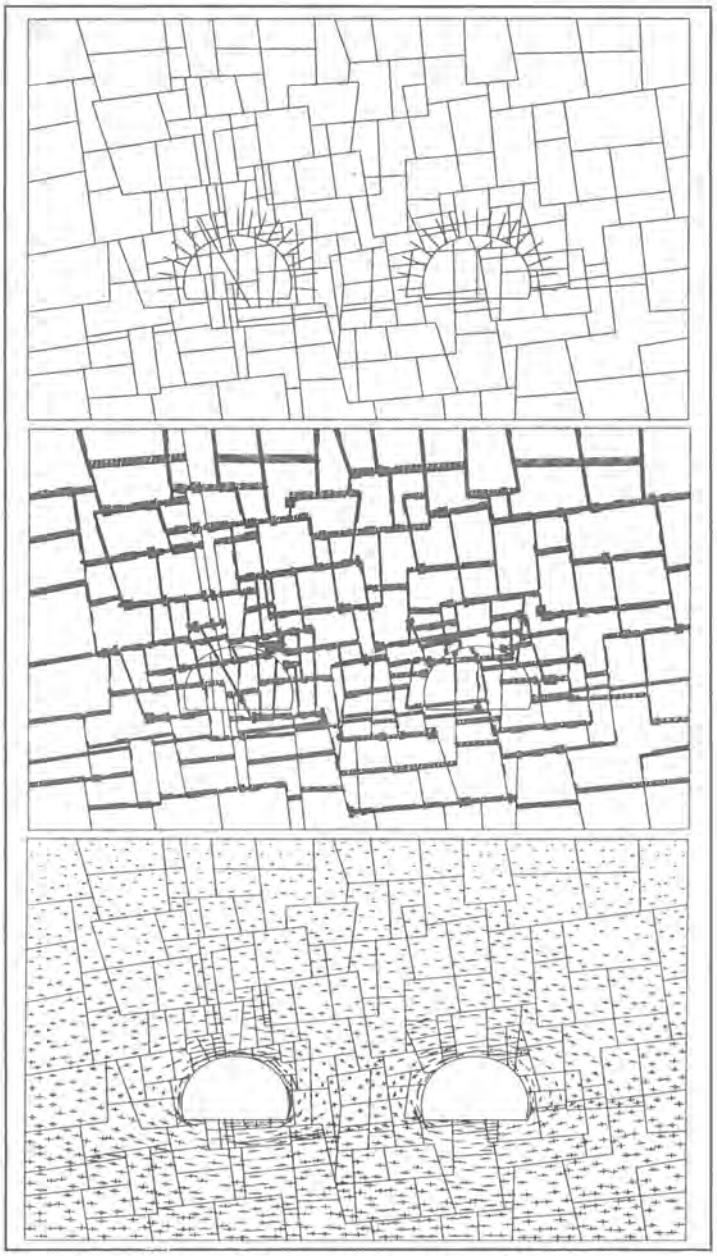
(med maksimal forbygningstrykk P_{arch} i enheter tonn/m^2). Hvis sprekkeruhet J_r er lik 1,5 (plan, med små skala ruhet), viser formelen et teoretisk forbygningstrykk lik 9 tonn/m^2. Vi velger nå å tolke dette som maksimal verdi, p.g.a. forbedret sikringsmetoder de siste 25 år. Med bolter på c/c 2.0 m (fra **figur 5**) er kamstål bolter ϕ 32 mm (32 tonn kapasitet) i minste laget, og man velger derfor c/c 1.9 m isteden.

Kvalitetskontroll med UDEC-BB

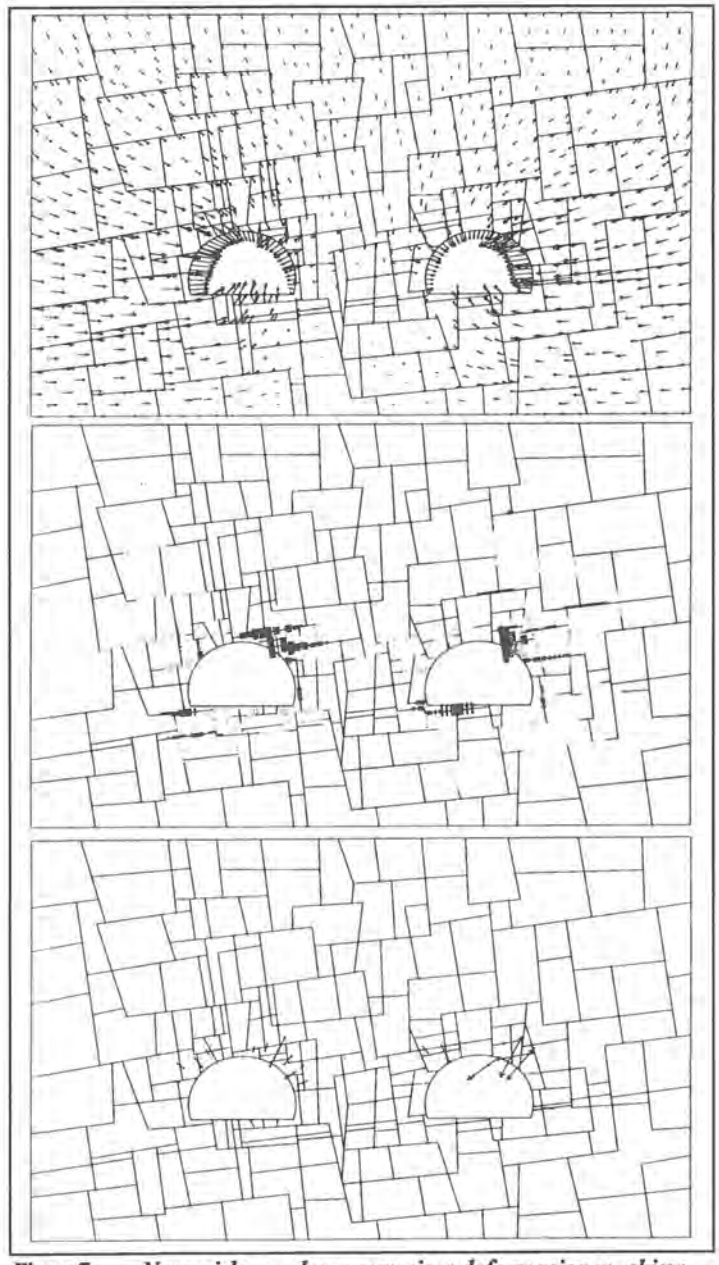
På såpass viktige prosjekter, er det også mer og mer vanlig med numeriske analyser for å påvise sannsynlig oppførsel, og sjekke boltebelastninger. **Figur 6** og **7** viser eksempel med diskontiuum modellering med UDEC-BB (Cundall, 1980; Makurat m.fl., 1990) hvor ***numeriske bolter***, fullt innstøpt, er innstallert i sprekkemodellen, litt etter utgraving, faktisk etter ca. 50% av deformasjonen har skjedd. (Dette er for å etterligne installering bak stuffen.) Grafisk fremstilling av resultatene viser hvilke bolter er under høye belastninger, og justering av boltemønster kan derfor underbygges hvis et forandret kapasitet eller rutemønster er ønskelig.

DISKUSJON

I de konkrete eksempler vist i **figur 6**, som er produsert av Lise Backer i NGI, er øverste diagram en tilnærming av sprekkemønsteret (fra borkjernelogging) og også viser utgravningssekvens og det Q-basert boltemønsteret. Det midterste diagram viser sprekkeåpninger, med tettere sprekker mot dybden (hver linje er lik 5 mikron). Inngangsparameter for de to sprekkesett kommer fra borkjernelogging (parametrene JRC, JCS og ϕ_r i **figur 3** etter Barton og Bandis, 1990). Det nederste diagram i **figur 6** viser effektive spenninger etter full utgravning og bolting (maks. tangential spenning er lik 8.0 MPa).

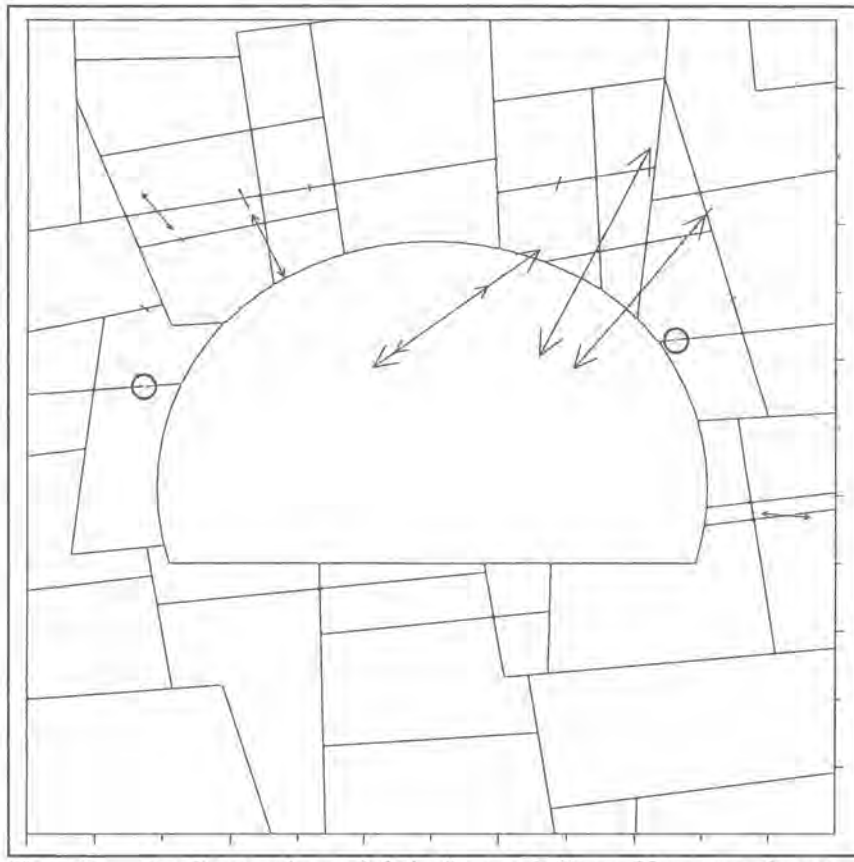


Figur 6 *Numeriske analyser som viser sprekkegeometri, sprekkeåpninger og spenninger etter utgravning. (L. Backer, NGI).*



Figur 7 ***Numeriske analyser som viser deformasjoner, skjær langs sprekkene, og boltekreftene. (L. Backer, NGI)***

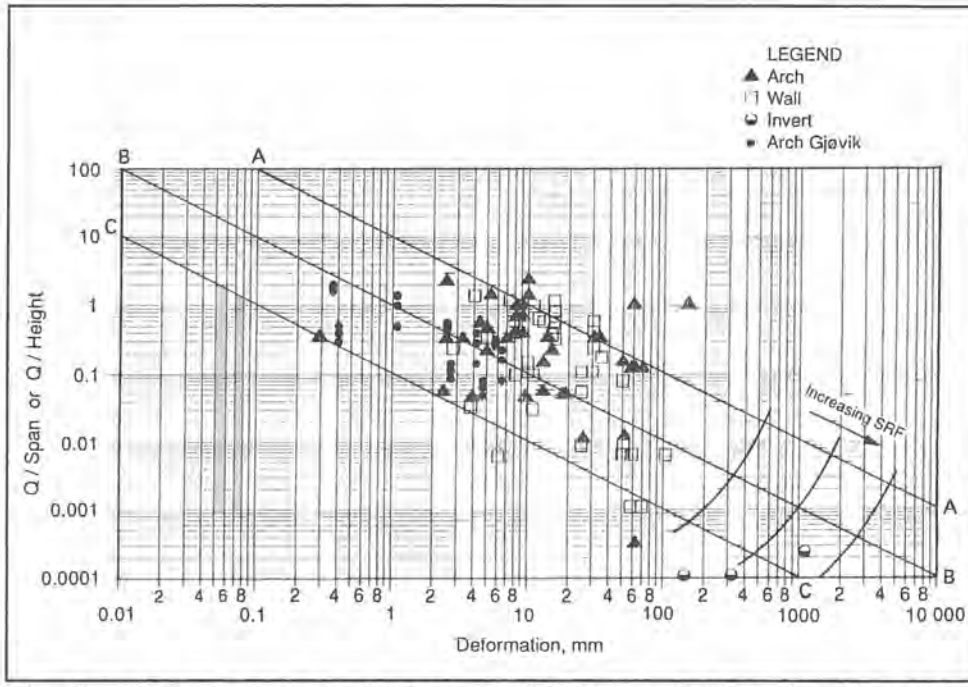
Figur 7 (øverste) viser deformasjonsvektorer (maks. 3.9 mm), og i midten skjørbevegelsen langs sprekkene (maks. 2.6 mm). Nederste diagram viser boltekreftene (maks. 6.9 tonn). Det er instruktiv å studere slike tegninger i større målestokk, som i **figur 8**. Boltekreftene i høyre tunnel har maks. verdier 6.9 tonn, der hvor to kiler er holdt på plass. (Pilene innenfor tunnelen er "residual verdier" fra første utgravings stadiet.) Det er interessant å merke at to bolter øverste i hengen er overhode ikke belastet (se **figur 6** for plasseringen av disse bolter). Mange viser lite belastning. To tilfeller (sirklet) viser trykk istedenfor strekk.



Figur 8 ***Detaljert tegning av boltekreftene ved alle sprekker som er krysset (høyre tunnel).***

Kontrollen av boltekapasitet og boltebelastning som vist ovenpå er betryggende, og kan underbygges som før, med bruk av formel 2 (forbygningstrykk). En siste sjekk av tunnelens oppførsel kan gjennomføres ved kontroll av Q/SPAN (Q/spennvidde) mot deformasjon. "Case records" i **figur 9** viser mest typisk deformasjoner (linje BB) i størrelsesorden 5 mm ved Q/SPAN lik 3.0/16.0. UDEC-BB modellen (**figur 7**) ligger derfor nær inntil antatt

oppførsel med boltemønster som planlagt. Uten bolting var deformasjon over 12 mm i høyre tunnelen.



Figur 9 ***Q-system "case records" for tunnel deformasjon. Typisk oppførsel langs linje BB. Utilstrekkelig sikring i retning linje AA.***

KONKLUSJONER

1. Kilometer med borkjerne i utenlandske prosjekter stiller krav til organisasjon og fornuftig bruk av mengder med data. Et geoteknisk logging skjema hjelper i mange faser av arbeidet, dvs. med felt kartlegging, borkjernelogging og tunnellogging.

2. NGIs geoteknisk logging skjema tilfredsstiller krav til felt bruk både for anvendelse av Q-systemet, og for sortering av inngangsdata for numeriske analyser med UDEC-BB.

3. Integrering av Q-systemet, NMT (bruk av S(fr)+B som permanent sikring) og UDEC-BB bygger forståelse og tillit ved planlegging av viktige tunnel anlegg.

REFERANSER

Barton, N., R. Lien and J. Lunde, 1974, "Engineering classification of rockmasses for the design of tunnel support", Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, pp. 189-236.

Barton, N., F. Løset, A. Smallwood, G. Vik, C. Rawlings, P. Chryssanthakis, H. Hansteen and T. Ireland, 1992, "Geotechnical Core Characterisation for the UK Radioactive Waste Repository Design". 1992 Proc. of ISRM Symp. EUROCK, Chester, UK.

Barton, N., E. Grimstad, G. Aas, O.A. Opsahl, A. Bakken, L. Pedersen and E.D. Johansen, 1992, "Norwegian Method of Tunnelling", WT Focus on Norway, World Tunnelling, June/August 1992.

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

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

Grimstad, E., N. Barton, R. Lien, J. Lunde, and F. Løset, 1986, "Classification of Rock Masses with Respect to Tunnel Stability - New Experiences with the Q-system" In Norwegian in Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, p. 30.1 - 3.18, Tapir Press, 1986.

Grimstad, E. and N. Barton, 1993, "Updating of the Q-System for NMT", Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete, Fagernes, Norway, NIF 1993.

Makurat, A., N. Barton, G. Vik, P. Chryssanthakis and K. Monsen, 1990, "Jointed rock mass modelling", International Symposium on Rock Joints. Loen 1990. Proceedings, pp. 647-656, 1990.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

VERIFIKASJON - ENTREPRENØRENS ROLLE I PROSJEKTERINGEN AV TROLL FASE 1 - LANDFALLSTUNNEL KOLLSNES

Sivilingeniør Jørund Gullikstad, AF Spesialprosjekt a.s

SAMMENDRAG

Arbeidsfellesskapet AF Spesialprosjekt a.s / Mika a.s utfører TROLL Fase I - Landfallstunnel Kollsnes, ilandføringstunneler for gass fra TROLL-feltet til et gassbehandlingsanlegg på land. Hovedoppdragsgiver er A/S Norske Shell, utbyggningsoperatør for TROLL Fase I.

I forbindelse med driving av det ca 8 km tunnelsystemet og tre utslag på ca 165 m vanndyp, har entreprenøren verifisert all detaljprosjektering i utslagsområdet.

Gjennom samarbeid mellom byggherre og entreprenør når det gjelder vurdering av geologiske grunnlagsdata, fjellkvalitet, forundersøkelser, injeksjonsarbeid og modifiserte tekniske løsninger, har tekniske gode og gjennomførbare løsninger resultert i god framdrift og kvalitet på fjellarbeidene. Samtidig har entreprenøren holdt et høyt sikkerhetsnivå gjennom få skader og ulykker.

SUMMARY

The Joint venture AF Spesialprosjekt a.s / Mika a.s are executing TROLL Phase I - Landfallstunnel Kollsnes, shore approach tunnels for gas from the TROLL field to an onshore plant for processing. The client is A/S Norske Shell.

In part of excavating a 8 km tunnel system and three piercings entring the seabed at app. 165 m, the contractor has verified all detail design in the piercing area.

Cooperation between client and contractor when it comes to geology, rock quality, pre-examination, injection work and modified technical solutions, has resulted in good progress and quality of the work. At the same time the contractor has held a high safety level through few incidents and injuries.

INNLEDNING

TROLL-feltet som ble oppdaget av A/S Norske Shell i 1979, er verdens største gassfelt til havs med en antatt levetid på 70 år. Feltet inneholder mer enn 1200 milliarder kubikk meter utvinnbare reserver og ligger ca. 80 km nord-vest for Bergen.

A/S Norske Shell som er operatør for utbygging av TROLL Fase I, tildelte i oktober 1991 arbeidsfellesskapet AF Spesialprosjekt as/MIKA as kontrakten for utførelse av TROLL Fase 1 - Landfallstunnel Kollsnes, ilandføringstunneler for gass fra TROLL-feltet til et gassbehandlingsanlegg på land.

For å sikre gassrørledningene i den vanskelige strandsonen, bestående av kupert sjøbunn og spesielle strømningsforhold, vil disse bli lagt i et undersjøisk tunnelsystem, ref. figur 1. Tunnelsystemet på ca. 8 km utbygges for 3 stk. import gassrørledninger for ubehandlet gass inn på prosessanlegget, 2 stk. eksport gassrørledninger for ferdigbehandlet gass ut, samt for en mulig utvidelse/økning av gassleveransene til Europa.

Tunneldrivingen startet fra land på ca. kote + 5. To parallelle tunneler er derfra drevet på synk 1:7 de første 1.8 km til laveste punkt på ca. kote - 240, derfra er hovedtunnelen drevet på stigning 1:100 de neste 1.3 km ut til utslagsområdet.

I utslagsområdet, ca. 3.1-3.7 km fra kysten, vil grentunneler bli drevet på stigning 1:7 fram til tre stk. vertikale sjakter for gjennomslag til sjøbunnen på henholdsvis 157.5, 161 og 168.5 meters vanndyp.

ARBEIDER I UTSLAGSOMRÅDET

Ref. prinsippskisse, figur 2:

- Driving og sikring av grentunneler og sjaktkamre
- Installasjon av sikkerhetsbarrierer i hver grentunnel for å forhindre ukontrollert vanninnbrudd i tunnelsystemet under sjaktdriving.
- Driving av 3 stk. vertikale sjakter ca. 20-25 meter til det gjenstår en 6-7 meter lang utslagsplugg.
- Montering og innstøping av stålkonus i toppen av hver sjakt, samt diverse støperør og innstøpingsgods for bruk under og etter skyting av utslagssalve.
- Før lading av utslagssalve, vannfylling, forkomprimering og skyting av utslagssalve etableres en midlertidig betongplugg med adkomstport ca. 20 meter fra sjakta.
- Skyting av utslagssalver på henholdsvis 157.5, 161 og 168.5 meters vanndyp.
- Installasjon av to stk. ca. 450 tonns stigerørspakker (ca. 300 tonn neddykket) i import og eksport sjakta, som i nedre del har innstøpt en stålkonus tilsvarende den som allerede er innstøpt i sjakta.
- Omstøping av stigerørspakker via støperør gjennom sjakt eller borhull i fjell
- Lensing av sjakt og sjaktkammer

- Klargjøring i sjakt for installasjon av gassrør i sjakt, sjaktkammer og tunnel

VERIFIKASJONSANSVAR PROSJEKTERING

All detaljprosjektering i utslagsområdet er verifisert av entreprenøren. Dette gjelder forundersøkelser, geologiske grunnlagsdata, sjaktdriving, kompletteringsarbeider i sjakt inkl. bl.a. stål- og betongarbeider, tunnelutslag samt stigerørspakker med hensyn på installasjon i sjaktene.

For dette verifikasjonsarbeidet har entreprenøren opprettet en egen prosjekteringsgruppe, som sammen med ansvarshavender for produksjon, kvalitet og sikkerhet, utfører dette arbeidet. Prosjekteringsgruppen består av spesialister innen betong, ingeniørgeologi, hydrodynamikk/trykk, sprengningsteknikk og sjøarbeider/marine operasjoner.

Teknisk dokument eller tegning mottas av entreprenøren for verifikasjon. Entreprenøren skal da i henhold til kontrakten verifisere om prosjektert løsning er gjennomførbar, samt eventuelt foreslå forbedringer av prosjekteringen.

GJENNOMGANG BYGGETEGNINGER MHP. FEIL, MANGLER, UOVERENSSTEMMELSER OG AVVIK

Disiplin- og tverrfaglig kontroll av nye eller reviderte spesifikasjoner, tegninger eller dokumenter levert av byggherren skal utføres, mangler og uoverensstemmelser skal løses og bli verifisert.

Etterfulgt av entreprenørens verifikasjon utsteder byggherren dokumenter og tegninger for bygging.

Deretter foretas ny gjennomgang av entreprenøren, som sammenligner byggetegninger med tidligere verifikasjon.

GEOLOGISKE GRUNNLAGSDATA, FJELLKVALITET

Gjennom entreprenørens ingeniørgeolog og driftsansvarlige er geologiske grunnlagsdata gjennomgått og verifisert gjennom befaringer i tunnel.

De relativt omfattende forundersøkelsene gjennom bathymetrisk kartlegging, refraksjonsseismikk og boringer stemmer godt overens med registreringer i felten.

Fra påhugget og fram til ca. 1820 i KS-tunnelen består berggrunnen i all hovedsak av rødlig (lys) granittisk gneis, etterfulgt av en mørkere stedvis amfibolittisk gneis. Begge gneis-variantene ble karakterisert som jevnt over massive og lite oppsprukket, men bergmassen inneholder et stort antall svakhetssoner hvor de fleste inneholder tildels meget aktiv svelleleire. De markerte svakhetssonene med svelleleire utgjør den største trusselen for stabiliteten ved landfallstunnelene.

Utførte analyser fra entreprenørens side bekrefter byggherrens resultater med svelletrykk opp til 2.6 MPa, ref. Hjartøy-tunnelen 2.4 MPa, og en fri svelling på 600 %.

Disse laboratorieresultatene ble senere på initiativ fra byggherre og entreprenør, etter samarbeid mellom byggherre og Noteby Bergen, verifisert gjennom utførelse av reviderte laboratorieanalyser. I analysene ble forholdene i tunnelen simulert gjennom at uforstyrrede in-situ prøver ikke tørkes helt ut, ikke utskiller grove fraksjoner og tilsettes saltvann istedenfor destillert vann. Resultatene fra reviderte analyser tilsvarende virkelige forhold i tunnelen var på 10-20 % av standard laboratorietester, og bekreftet at stabilitetsproblemer knyttet til svelleleiresoner forventes å være mindre enn først antatt.

I partier med støpeseksjoner er det på bakgrunn av forholdsvis store tverrsnitt og ugunstig profil, og derav ugunstig med tanke på knekking ved påkjenning av høyt svelle- eller vanntrykk, avtalt behov for forankring av støpeseksjoner.

Gjennomgang av forundersøkelser i det planlagte utslagsområdet viste jevnt over gode fjellforhold, der de seismiske hastighetene nær henholdsvis KSS eksport, KS eksport og KS import ligger på 5800-6400 m/s, 5700 m/s og 6000 m/s. Målte seismiske hastigheter, og det forhold at det ikke var registrert svakhetssoner i umiddelbar nærhet av utslagspunktene, indikerte at utslagsområdet var lagt i et område med meget god fjellkvalitet.

Gjennomgang av forundersøkelser i det planlagte utslagsområdet indikerte løsmassemektigheter større enn først antatt, anslagsvis fra 1 til 4 meter for de respektive utslagspunkt. Den seismiske hastigheten i løsmasser varierte stort sett mellom 1800 m/s og 1950 m/s. Dette indikerte at sedimentene på sjøbunnen antakelig besto av relativt bløte siltmasser, eventuelt leire. Antatte løsmassemektigheter ble også delvis bekreftet gjennom utførte boringer.

På bakgrunn av gjennomgang av forundersøkelsene ble det foreslått tilleggsundersøkelser for å kartlegge eksakte forhold gjennom boring av to prøvetakingshull i løsmasser og fjell for henholdsvis KS eksport og KS import, samt utførelse av ROV-undersøkelser.

Boringer ble vurdert til å kunne utføres når vi kom fram til utslagsområdet, mens usikkerheten knyttet til løsmassemektigheter medførte behov for tilleggsundersøkelser og avdekkingsarbeider på sjøbunnen.

Fjellkvaliteten forandret karakter etter at vi var kommet inn i utslagsområdet, ca. 100 meter før KS import sjakt, til en mer migmatittisk gneis inneholdende få svakhetssoner. God sammenheng mellom utførte forundersøkelser og undersøkelser på stedet viste at optimal lokalisering for tunnelutslagene var valgt.

Registreringene fra avdekkingsarbeidene forteller at løsmassemektigheten er betydelig redusert med et mindre gjenstående leirelag av mer kompakt karakter enn det seismiske hastigheter tilsa. Endelige vurderinger og konklusjoner med hensyn til konsekvenser av løsmassemektigheter på sjøbunnen for tunnelutslag og installasjon av stigerørspakker er ikke sluttført pr. 10. oktober 1993.

SYSTEMATISKE FORUNDERSØKELSER OG INJEKSJONSARBEID I UTSLAGSOMRÅDET

Omfattende og tildels langvarige arbeider i utslagsområdet, i tillegg til det høye sikkerhetsnivået ved Landfallstunnel Kollsnes, medførte etter entreprenørens vurderinger behov for systematiske forinjeksjonsarbeider uavhengig av opptredende lekkasjeforhold.

Selv om utførte forundersøkelser i stor grad forutsa beliggenhet av slepper og svakhetssoner, og systematisk sonderboring og inijsering ved påboring av gitte vannmengder ga tilfredsstillende resultat, ble det besluttet utførelse av systematiske forundersøkelser og injeksjonsarbeid i utslagsområdet.

Systematisk injeksjonsarbeid ble igangsatt ca. 100 meter før hver sjakt med 18 meter lange injeksjonsskjermer for hver 3. salve, injisert med mikrosement.

Gjennom ingeniørgeologiske registreringer utført i KS import sjaktkammer ble to markante svakhetssoner kartlagt, ref. figur 3. På bakgrunn av dette ble det besluttet boring av 3 stk. kjerneborhull for registrering av slepperetninger og mektigheter, for å kartlegge fjellforholdene i detalj for beskrevet utslagspunkt.

Besiktigelse av 2 stk. kjerneboringshull viste at fjellkvaliteten langs borhullene var jevnt over god, tildels meget god. Dette ble illustrert gjennom modifiserte RQD-verdier, ref. figur 4. RQD-verdien langs borhullene, spesielt lengst opp i hullene, var stor. Gjennom boringene ble det kun registrert en svakhetssone/leirsleppe ca. 10-11 meter opp i kjerneborhull. Denne registreringen stemte godt overens med kartlegging av sleppe A på figur 3. Den kanskje viktigste informasjonen fra kjerneboringen var at det ikke ble påvist markerte slepper parallelt til den tidligere omtalte sleppe A lenger opp i sjakta. Dette kombinert med den generelt gode fjellkvaliteten langs borhullene tilsa at utslagspunktet kunne karakteriseres som tildels optimalt plassert.

Etter utført kjerneboring ble det besluttet utførelse av systematiske forinjeksjonsarbeider og gjennomboringer for hver sjakt.

Nedre del av sjaktområdet opp til topp konus ble injisert først, med henholdsvis rapidsement og mikrosement. Deretter ble en kontrollert gjennomboring utført for bestemmelse av fjelloverflate. Tilslutt, på bakgrunn av registrert sjøbunn, ble injeksjon av øvre del av sjakta utført.

Registreringer utført når to av sjaktene er ferdig drevet, tilsier at den systematiske forinjeksjonen har vært vellykket. Selv om det kun gjenstår 6-8 meter utslagsplugg, er vannlekkasjene minimale gjennom kun sporadiske drypp. Årsakene til dette antas å kunne være godt mothold for injeksjonen gjennom leirelaget på sjøbunnen, massivt fjell og generelt gode mauringsegenskaper i fjellet. Dette ble bekreftet gjennom reduksjon av lekkasjer under sjaktdriving.

Ingeniørgeologiske vurderinger, både fra byggherrens og entreprenørens side, i toppen av KS import sjakt tilsier at fjellforholdene kan karakteriseres som jevnt over meget gode. Det er registrert et sleppemønster av tynne leirslepper, som har en slik karakter og

orientering at de er vurdert til ikke å medføre særlige problemer for utslaget.

Registreringer fra KSS eksport sjakt er også jevnt over gode, men ikke så gode som i importsjakta. Det er registrert et noe mer markant leirsleppemønster, hovedsaklig steiltstående med noe mer aktiv leire. Leirsleppene er vurdert til å ha en såvidt gunstig orientering, og bergarten generelt en slik karakter at forholdene for gjennomslaget virker rimelig gode.

Bergarten i begge sjakter er mørk gneis, med innslag av bånd av rødlig gneis.

MODIFISERT TUNNELUTSLAG UNDER VANN PGA. ENDREDE FORUTSETNINGER

For bestemmelse av lengde på gjenstående utslagsplugg er erfaringsdata, numeriske og analytiske analyser benyttet sammen med tildels omfattende ingeniørgeologiske registreringer i utslagsområdet.

Tidligere utførte utslag, gjennom detaljert opplisting av erfaringsdata, knytter krav til utslag hovedsaklig til minimalt singulærtap i forbindelse med inntak av vann fra magasin og samtidig beskyttelse av konstruksjoner i forholdsvis god avstand fra selve utslagspunktet.

Gjennom verifikasjonen ble det fra entreprenørens side påpekt flere endrede forutsetninger i forhold til tidligere utførte tunnelutslag, som måtte tas hensyn til ved prosjekteringen av utslagssalvene:

- Tunnelutslag på bortimot 170 meters havdyp, over 50 % økning i forhold til tidligere utførte utslag under vann
- Forholdsvis stort tverrsnitt, ca. 43 m^2 mot sjøbunnen
- Krav til utforming på utslagssalve for optimal massetransport gjennom konus
- Krav til utforming på utslagssalve for optimal installasjon av stigerørspakke i sjakta etter skyting av utslagssalve
- Krav til vanntetthet etter skyting av utslagssalve og bevaring av konstruksjoner umiddelbart under utslagssalve, medfører behov for størst mulig grad av forsiktig sprengning.

På bakgrunn av utført prosjekterings- og verifikasjonsarbeid av byggherre og entreprenør, ble en egen arbeidsgruppe med representanter fra byggherre/konsulent og entreprenør nedsatt for å kunne gi grunnlaget for endelig detaljprosjektering.

Gjennom gruppas arbeid ble utslagssalvene forsøkt optimalisert gjennom å minimere påkjenningene på både den innebygde stål-/betongkonstruksjonen i sjakta og det gjenstående fjellet rundt sjakta. Dette betyr i forhold til tidligere utførte utslag hovedsaklig

reduserte ladningsmengder og forlengede salvetider.

Tiltak ble vurdert for å gagne massetransporten gjennom konusen med tilpasset kuttutforming, samtidig med at salven ble prosjektert for å oppnå optimal fragmentering.

Alternativt tennsystem er også vurdert for å minimere risikoen i forbindelse med bruk av elektriske tennsystem.

Pr. oktober 1993 er ikke endelig prosjektering for utslagssalvene ferdig, men foreløpig design skal i disse dager gjennom tilnærmelsesvis fullskala-testing verifiseres for å legge de siste brikkene på plass.

KONKLUSJON

Gjennom det nære samarbeid mellom byggherre og entreprenør ved Landfallstunnel Kollsnes, har teknisk gode og gjennomførbare løsninger resultert i god framdrift og kvalitet på fjellarbeidene, samtidig som entreprenøren har klart å holde et høyt sikkerhetsnivå gjennom få skader og ulykker.

Organisering av forholdsvis omfattende og komplekse anlegg gjennom gjensidig verifikasjon har vist seg å fungere for Landfallstunnel Kollsnes, og bør vurderes av byggherrer for fremtidige prosjekter.

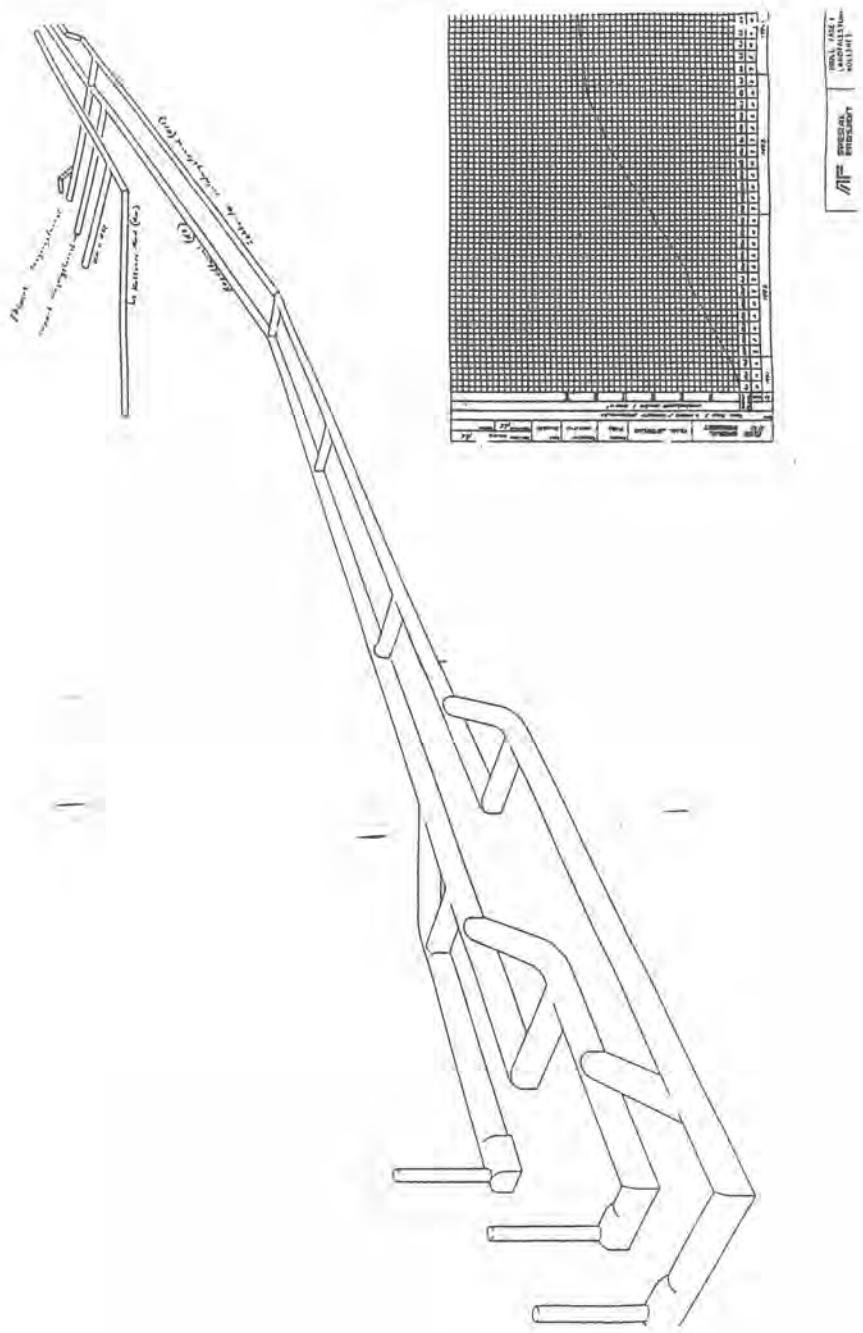


Fig. 1: Tunnelsystem Landfallstunnel Kollsnes

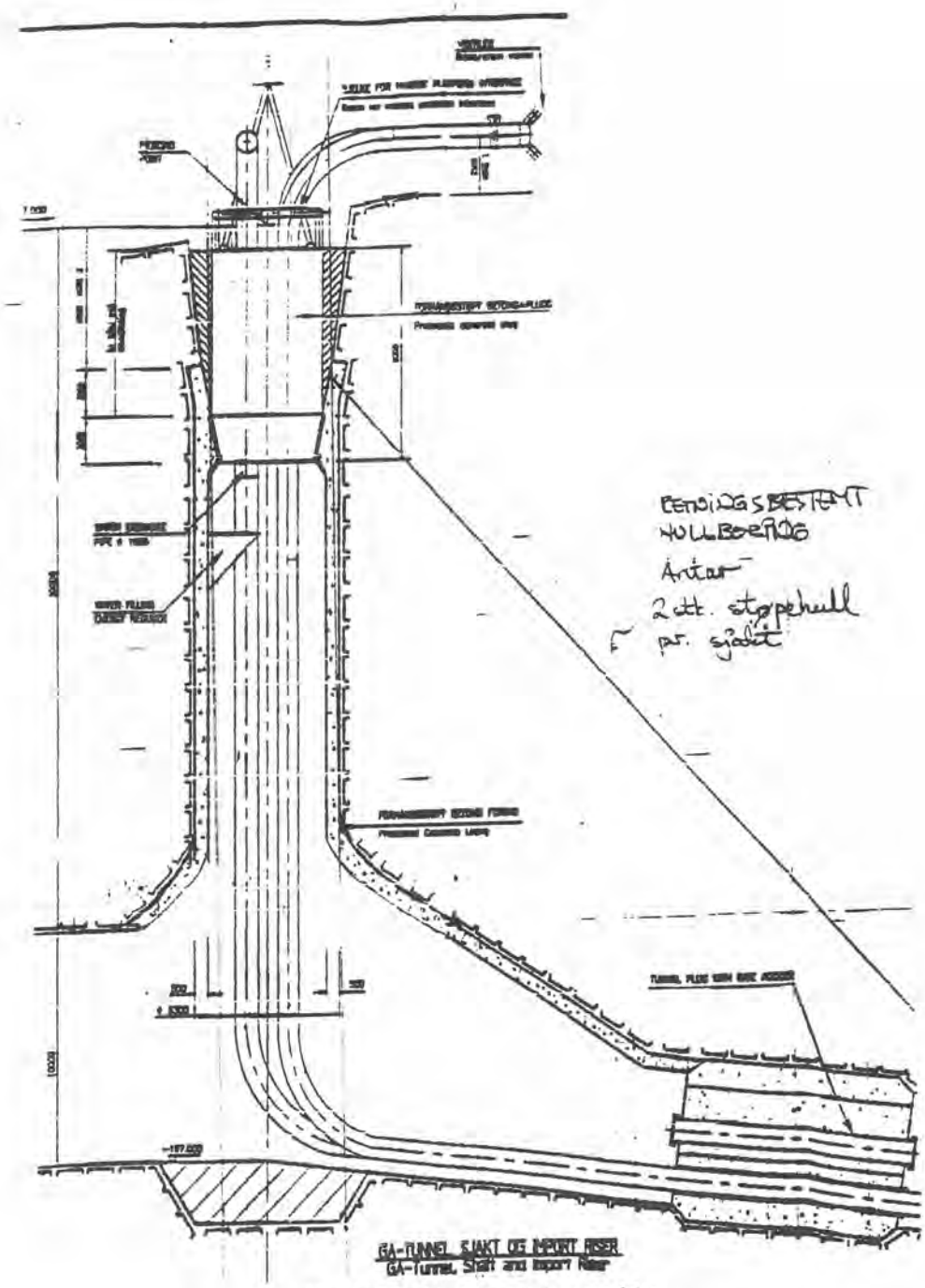


Fig. 2: Prinsippskisse utslagsområdet

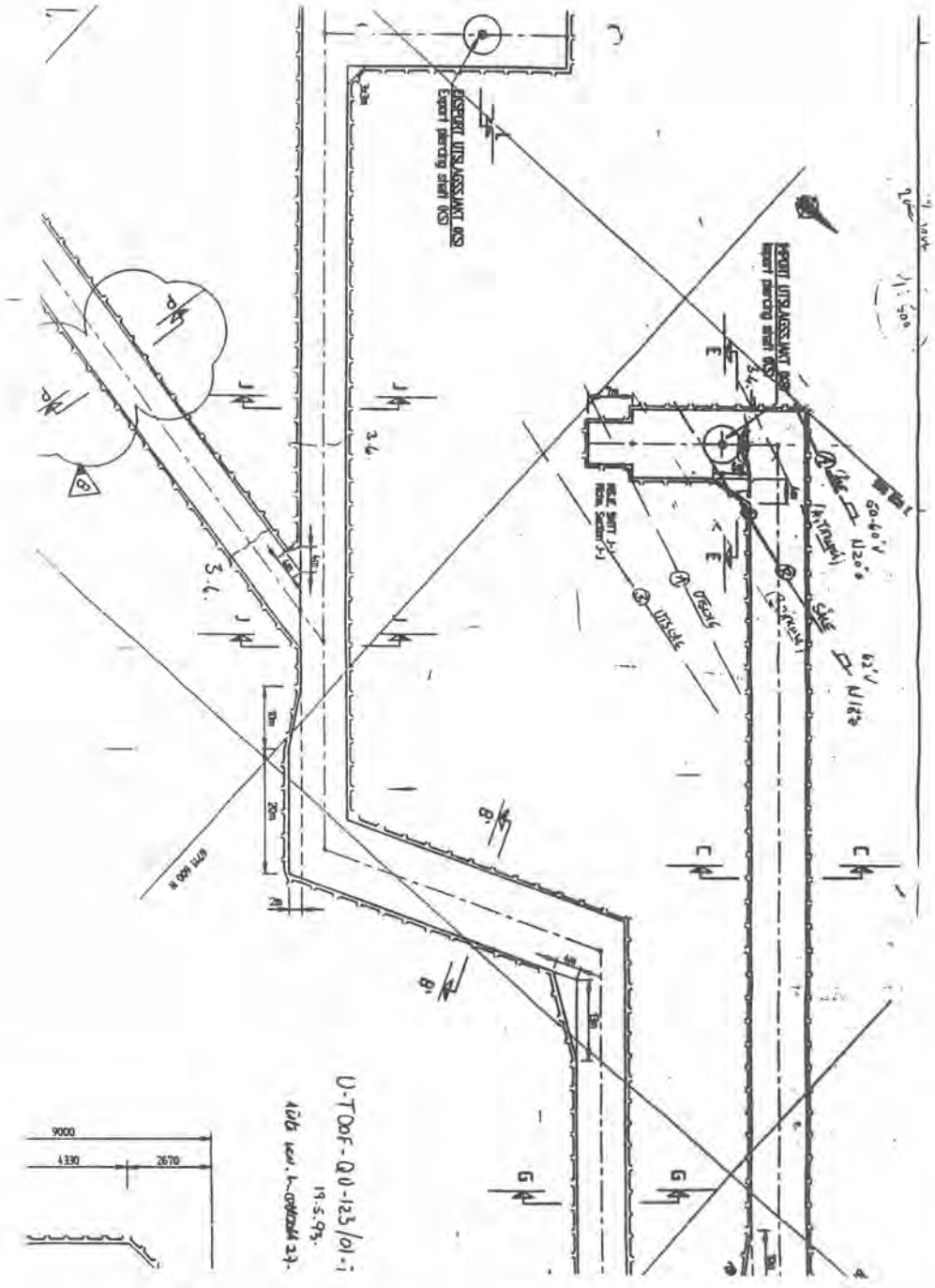


Fig. 3: Ingeniørgeologiske registreringer i KS import sjaktkammer

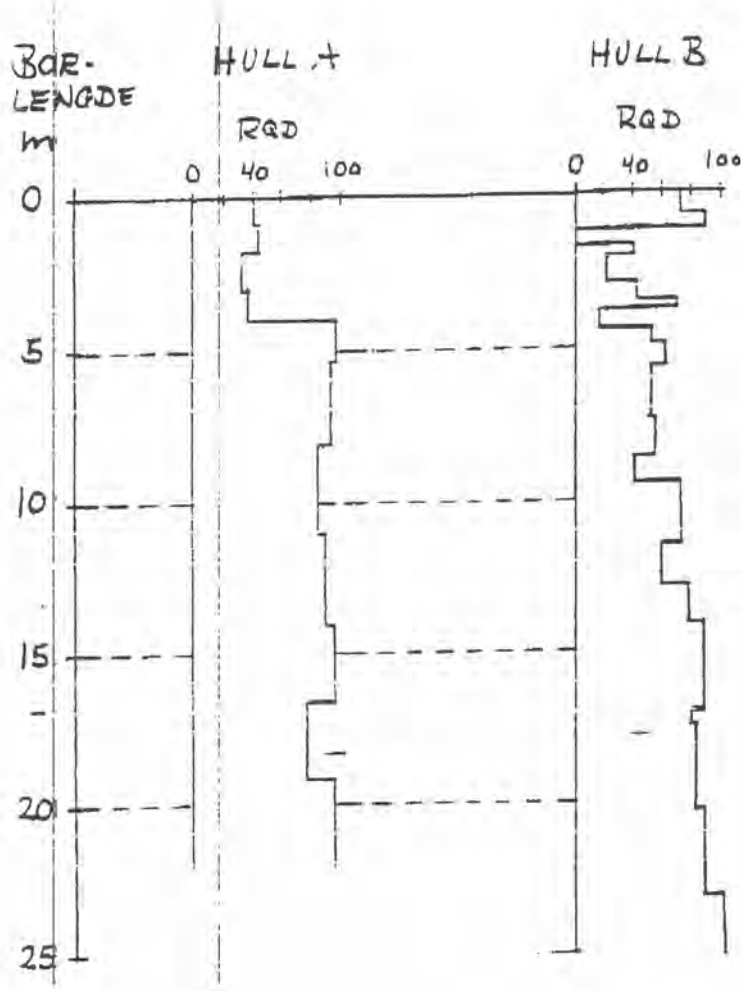


Fig. 4: RQD-verdier for kjerneboringshull i KS import sjaktkammer

SIKRINGSPROBLEMER VED ARBEID I GAMLE VANNKRAFTTUNNELER

RECONSTRUCTION OF OLD HYDRO POWER PLANTS - ROCK SUPPORT PROBLEMS IN TUNNELS

Sivilingeniør Reidar S. Kjølberg, Berdal Strømme a.s.

SAMMENDRAG

Tiden er i dag moden for moderniseringer av mange gamle kraftverk. Når vi går inn i de gamle tunnelene, kan vi studere stabilitetsutviklingen og varigheten av sikringsmidler. Hva slags problemer møter oss i dag ved arbeid i gamle tunneler med moderne utstyr og nye arbeidsteknikker. Drivemetodene har endret seg voldsomt, likeså kravene til sikring.

Den gamle drivemåte med håndboring ga meget ujevn kontur. Traséføringen var også så som så. Arbeidssikringen var beskjeden, men kunnskapen om "fjell" var kanskje større, men knyttet til små profiler. Med bedre driveutstyr økte tverrsnittene, og utviklingen av mere moderne sikringsmidler og metoder startet.

Ved ombyggingen av gamle kraftverk strosses ofte de gamle driftstunneler ut til større tverrsnitt. Spesielle sikringsproblemer både når det gjelder midlertidig som permanent sikring kan oppstå.

I foredraget tas opp sikringsforhold i forbindelse med ras i tunneler som er i drift. Videre erfaringer i forbindelse med strossing av gamle tunneler, særlig i tilknytning til gamle sikringsstøper og til arbeidssikring generelt. Eksempler nevnes. Til slutt foreslås stikkordsmessig hva som bør gjøres av forundersøkelser på planleggingsstadiet i forbindelse med utstrossing av gamle vanntunneler.

SUMMARY

Reconstruction of old hydro power plants is going on in Norway today and will probabely increase in the future. What kind of problems do we encounter when using modern equipment and working methodology in old tunnels, how is the rock stability situation and the state of the old support works.

Old tunnels have often small cross sections and are roughly driven, often by manual drilling. Working support means were relatively sparsely used. To day the working security demands are considerably increased.

By reconstruction of the power plants the tunnel cross sections are often considerably enlarged. Stability and support problems different from those encountered by tunnelling in virginal rocks can be met.

Problems related to rock fall in water tunnels generally and problems seen by enlarging of tunnels, especially blasting of old concrete linings and working security support works, are discussed in the article.

Finally a list of preinvestigations which is seen necessary on the planning stage of the reconstruction is presented.

INNLEDNING

Til tross for utstrakt bygging av samferdselstunneler de senere år, er det driving av vannkrafttunneler som har dominert tunnelbyggingen i Norge siden århundrets begynnelse. Det er i disse tunneler at den tekniske utvikling har funnet sted, og det er her vi har vunnet våre erfaringer og fagkunnskap på alle plan.

Stabilitetsutviklingen i en tunnel er tidsavhengig, likeså sikringsmidlers varighet. Langtidserfaringer er viktig å ta med seg ved bygging av nye tunneler. Tiden er i dag moden for modernisering av mange av våre gamle kraftverk. Hvordan er tilstanden i våre gamle tunneler i dag, hvordan har eldre sikringsmidler klart årene som har gått, og er det spesielle hensyn vi må ta når vi nå går inn med moderne utstyr og nye arbeidsteknikker for å arbeide i de gamle tunnelene.

Drive- og sikringsmetoder har endret seg i betydelig grad, og ikke minst har kravet til sikkerhet heldigvis blitt vesentlig skjerpet.

GAMLE DRIVEMÅTER

De aller eldste vannkrafttunnelene ble drevet med håndboring. Svelgfoss sto ferdig i 1907, og samme år ble Rjukan-anleggene påbegynt. Maskinelt utstyr begynte å komme fra ca. 1920, men først med knematere og hardmetallbor i 30 og 40-årene kom revolusjonen. Rundt århundreskiftet var inndriften i en 4 m^2 tunnel ca. 10 m i måneden, og like før annen verdenskrig 70 meter pr. måned med trykkluftmaskiner og maskinlasting. Den lave inndriften kompenserte man med mange tverrslag og således mange stuffer. Tilløpstunnelen til Såheim kraftverk med 32 m^2 tverrsnitt og 5,7 km lengde ble drevet hovedsakelig med håndboring og ble drevet ferdig i løpet av ca. 3 år. Imponerende.

Karakteristisk for tunneler fra denne tiden var få borehull og brenning av hullene for å få plass til mere sprengstoff. Det ble meget ujevn bryting, idet ladningen brøt inn mot eksisterende sprekkeflater. Konturboring og rørladninger var ukjente begreper. Dessuten fikk tunnelene en meget ujevn linjeføring, såvel i horisontal- og vertikalplanet.

Arbeidssikringen var hovedsakelig rensk. Bolter var relativt sjeldne sammenlignet med dagens bruk, men tverrsnittene var små og stabilitetsproblemene mindre. I store rassoner ble det benyttet tømmerforbygning og stempling. Muring av mer permanente hvelv ble utført, senere også betongutstøping.

Kravene til sikkerhet var som nevnt mindre og hjelpemidlene deretter. Ikke hjelm, dårlig lys og døds- og ulykkestilfellene var langt flere enn i dag.

På den annen side var kunnskapen om "fjell" sannsynligvis større.

Etterhvert som driveutstyret ble bedre, økte også tverrsnittene og dermed også utviklingen av sikringsmidlene. Bolter med ekspansjonshylse kom etter 2. verdenskrig. Faste støpeskjold ble vanlig fra 60 årene. Det samme med sprøytebetong.

AKTUELLE SITUASJONER I DAG

Erfaringer som er gjort ved inspeksjon i gamle kraftverkstunneler, er at stabilitetssituasjonen gjennomgående er god. Noe nedfall forekommer selvsagt, men som regel er dette innenfor akseptable grenser. Utført sikring står vanligvis tilfredsstillende. Av de ting man legger merke til, er at rustangrep på bart, svart stål som oftest er forbausende lite. Vi begynner også å få en del langtidserfaring med sprøytebetong. Ved f.eks. Rendalen Kraftverk, som var det første kraftanlegg hvor tørrsprøytet sprøytebetong ble brukt i stor stil, ser vi nå både uarmert og armert sprøytebetong stå godt etter snart 25 år.

I en undersøkelse Vassdragsregulantenes forening (VR) gjorde i 1991 (2) ble det etter gjennomgang av 330 km tunnel registrert 76 skader på sikringsmidler. Det konkluderes med at observerte svikt og feil ved sikringsmidlene i stor grad skyldes dårlig utførelse. Figur 1, etter VR's rapport 1991, viser fordelingen av skader på sikringsmidler.

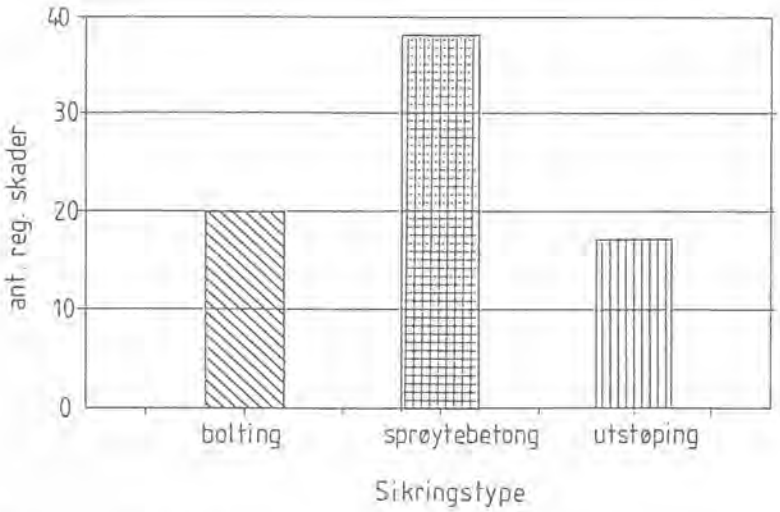


Fig. 1: Skader på sikringsmidler i kraftverkstunneler, VR rapport 1991

Feil ved bolting skyldes hovedsakelig dårlig utførelse og boltebrudd pga. overbelastning. Det er ikke observert boltebrudd som skyldes korrosjon.

For sprøytebetong er hele 85 % mindre sprekker og avskallinger. Ellers er skadene likelig fordelt mellom overbelastning og dårlig utførelse.

Også for brudd på betongutforinger anses årsaken å være overbelastning og mangelfull utførelse.

Vi skal i det etterfølgende se litt på noen arbeidssituasjoner hvor vi blir konfrontert med sikringsproblemer i gamle tunneler:

a) Utbedring av ras i tunneler som er og fortsatt skal være i drift uombygget.

b) Ombygging av gamle kraftverk med utstrossing av tunneler til større tverrsnitt. Ras i svakhetssoner

c) Arbeidssikringsproblematikk ved arbeide i gamle tunneler.

Vi skal se litt nærmere på disse situasjonene:

Ad a) Fra tid til annen skjer det ras i vanntunneler som er i drift. Rasutviklingen kan skje gradvis over flere år, og til slutt er nedfallet så stort at noe må gjøres, eller rasene kan komme plutselig med hel eller delvis blokkering av vannveien. Rasene kan skje i soner som tidligere ikke er sikret, men oftest er det i sikrede partier hvor den opprinnelige sikring bryter sammen pga. elde, overbelastning eller mangelfull utførelse. Svært ofte skyldes slik mangelfull utførelse at arbeidene opprinnelig har vært utført i en risikofylt, presset arbeidssituasjon på stuff.

Ved ras eller nedfall i sprøytebetongsikrede soner er det som nevnt ofte en overbelastning som skjer. Det kan være valgt en for tynn sprøytebetong eller tykkelsen er ikke blitt så tykk som den skulle være. I slike situasjoner må vi bli flinkere til å dimensjonere sprøytebetongsikringen og ikke minst kontrollere at utførelsen blir som forutsatt. Mange observasjoner viser at sprøytebetongen ofte blir tynnere enn forutsatt.

Vi skal også være oppmerksom på partier som er støpt på stuff. Det er flere eksempler på at slike utstøpinger har knekket sammen. Selve betongen kan være partivis svært dårlig fordi det har vært nedfall og mindre ras på forskalingen under betongfyllingen. Det ligger derfor faktisk rasmasser innstøpt i betongen. Raser det på støpeskjoldet før betongfyllingen kommer i gang, blir rasmassene liggende nede ved sålen i veggene og fører til dårlig fot på hvelvseksjonen.

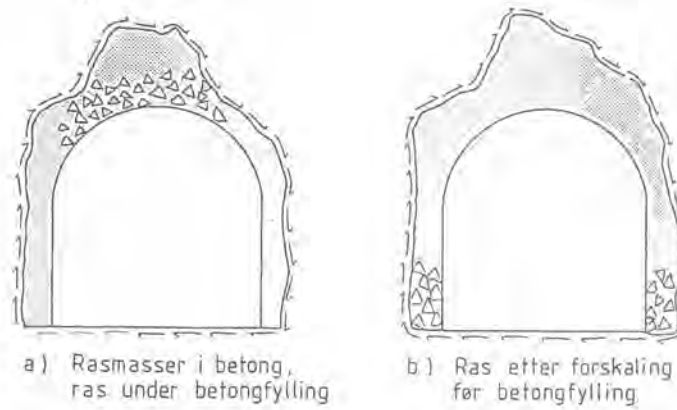


Fig. 2

Slike støpeseksjoner bør egentlig forsterkes før vannet settes på. Utstøpingspartier som er støpt på stuff under vanskelige forhold, må kontrolleres nøye når den permanente sikring bestemmes. Fortrinnsvis bør det ved potensielle raspartier på stuff utføres en arbeidssikring som gir så betryggende arbeidsforhold at den permanente utstøping kan utføres med tilstrekkelig god kvalitet.

I alvorlige tilfeller kan det bli nødvendig å forsterke den uarmerte hvelvstøp med en armert innerstøp, i andre tilfeller har man erfart at de dårlige betongpartier kan forsterkes med sprøytebetong. Støpeseksjoner som "henger" på veggene pga. dårlig fot, må understøpes eller boltes.

En rastruet og risikofylt arbeidssituasjon kan også føre til at konstruksjonsmessige svakheter oppstår. Dersom det f.eks. er aktuelt å støpe såle i tillegg til hvelv, bør denne støpes til slutt slik at veggene spennes godt inn. Støpes sålen først, må det lages god fortanning langs veggene, men dette kan det være vanskelig å få til i en prekær arbeidssituasjon.

Et eksempel fra Savalen kraftverk, som ble satt i drift i 1971, kan være illustrerende:

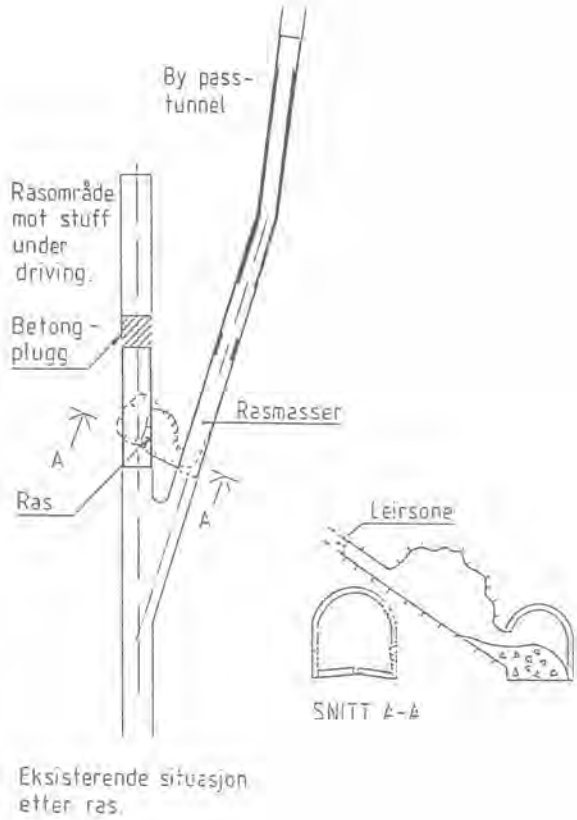


Fig. 3

På grunn av en større leirsone på stuff, raste det til dagen (60 m overdekning) under drivingen. Tunnelen ble blendet med en betongplugg og by-pass tunnel drevet. Også i by-pass tunnelen var situasjonen kritisk. En gren av hovedsonen sto som vist på figur 3. Ved inspeksjon i 1983 var intet skjedd her. Våren 1993 ble det registrert endring av sandmengder i sandfanget oppstrøms kraftstasjonen, og ved inspeksjon fant man at det var gått et ras i by-pass tunnelen. Venstre vegg var presset inn og større masser med leire og blokker var strømmet inn i tunnelen. Veggen hadde ikke lenger klart å stå mot trykket fra massene i sonen utenfor. Ved nærmere ettersyn viste det seg at det har vært en horisontal støpefuge uten fortanning i venstre vederlag. Da veggen var presset ut i vederlaget, ikke ved sålen, var det tydelig at det var i denne støpefugen at bruddet hadde skjedd. Dette var en konstruksjonsmessig svakhet, men arbeidssituasjonen har nok vært vanskelig og usikker, kanskje har det vært støpt vegg først.

Ad. b) Ved ombygging av gamle kraftverk inngår ofte tverrsnittsmessig utvidelse av den gamle vannveien ved strossing i bunnen og/eller siden av det gamle profilet. Ofte vil mengden av strossing i bunn, sider eller heng variere meget fordi de gamle tunnelen ofte er svært unøyaktig sprengt.

Ved utstrossing til et større profil forverres stabilitetssituasjonen. Gamle tunneler ble ofte drevet med forholdsvis liten overdekning. Som vi har hørt, var tverrslagene ofte mange og derfor fulgte tunnelen til en viss grad dalsidene. Støter man på betongutforinger i en slik tunnel, kan disse skjule svært dårlige soner. I den lange tiden som tunnelen har stått vannfylt, har det skjedd en oppbløting av sonematerialet med setning og økt trykk mot utforingen. Sprenges utforingen helt eller delvis bort ved utstrossingen av tunnelen, kan stabilitetssituasjonen bli meget kritisk, mer kritisk enn om man hadde drevet gjennom samme sone i jomfruelig fjell.

Et annet kompliserende forhold ved strossing av gamle betongutforinger oppstår dersom disse er armert. Etter sprengning består salven av sprengstein blandet med betongstykker som henger sammen i en vase av armering, kanskje også iblandet tømmer fra underliggende midlertidige forbygninger. Det sier seg selv at utlasting av slike masser blir vanskelig og tar tid. Det kan også bli nødvendig å sende folk inn for å brenne over armeringsjern. Jo lenger tid som går i en slik situasjon, jo mer prekær blir arbeidssituasjonen og større er muligheten for at et ras kommer.

Det er viktig å gå forsiktig og skrittvis frem. Seksjonsvis sonderboring frem over den gamle utforingen før den sprenges, er å anbefale.

Driv aldri for langt uten å sikre. Vurder nøye situasjonen salve for salve, gjerne korte salver, og foreta sikring heller for tidlig enn for sent. Går man for langt, kan det i verste fall gå et større ras som kan blokkere tunnelen fullstendig. Slike situasjoner blir naturligvis kostbare og medfører dessuten unødvendig risikofylte arbeidssituasjoner.

Dersom forholdene er særlig vanskelige, bør det vurderes om fjerning av den gamle utforing i hele tatt er nødvendig. Kan man bare strosse i bunnen, eller lønner det seg kanskje å drive en helt ny parallelltunnel på det aktuelle parti.

Et eksempel fra ombyggingen av Hogstad kraftverk i Telemark (Vestfold Kraftselskap) kan anskueliggjøre dette, fig. 4.

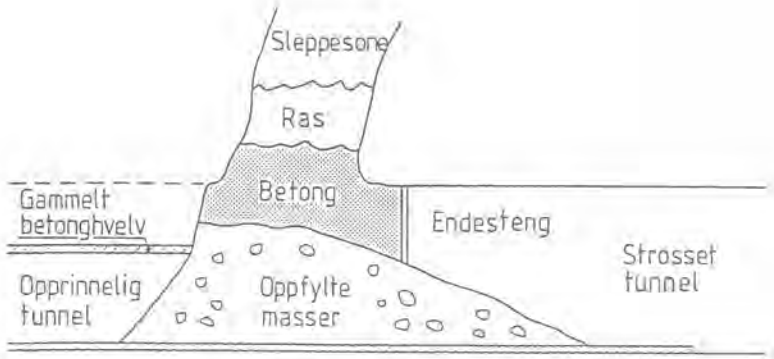


Fig. 4

Her ble en gammel tunnel fra ca. 1910 med 5-6 m^2 tverrsnitt strosset ut i heng og sider til ca. 15 m^2 tverrsnitt. Eksemplet viser et parti hvor den gamle tunnelen var utstøpt i ca. 15 m lengde. Omtrent samme metode ble også brukt på et 70 m langt utstøpingsparti. Utstrossing og samtidig nedsprengning av den gamle utstøpingen medførte ras i en betydelig svakhetssone med oppbløtte leirmasser.

For å sikre raset, valgte entreprenøren å fylle opp med masser under rasstedet, sette et endesteng mellom heng og oppfylte masser, som vist på figur 4. Det ble pumpet inn betong over massene til rassonen i heng var fylt med betong. Det må nevnes at det før utstøping ble det strosset noe i vederlagshøyde for å etablere vederlag for betongen som ble fylt inn. Etter herding av betongen ble massene på sålen lastet ut, og betongen forsiktig strosset i hengen til teoretisk kontur. Noe bolting for sikring av betongen ble også utført. Supplerende utstøping i veggene for permanent sikring ble utført senere.

Generelt er det ikke tvil om at en skrittvis fremgangsmåte med eventuelt korte salver og sikring etterhvert, vil være billigere, mer tidsbesparende og ikke minst mindre risikofylt. I dette konkrete tilfelle var den gamle støpen armert, og selv ved korte salver ville det blitt problematiske lasteforhold på stuff med stein, betong og armeringsjern blandet sammen.

Ad c) Når man skal inn og arbeide i gamle tunneler, kanskje strosse deler av det gamle profilet, møter man også et arbeidssikringsproblem. Ofte har man inntrykk av at gamle tunneler er stabile etter å ha stått uten synlige stabilitetsproblemer i mange år.

Nå er imidlertid arbeidssituasjonen noe annet enn driftssituasjonen hvor noe nedfall sjelden skaper problemer.

Som nevnt, er den gamle tunnelen ofte sprengt hardt og har derfor ujevn kontur. Stort sett er det bare rensket under driften. Kanskje har den aktuelle tunnel deretter vært vannfylt i 50 - 80 år. På grunn av sprengningsmåten må det i løpet av så lang tid ha løsnet en del stein og blokker, og rystelser fra nye sprengningsarbeider vil uvegerlig føre til at ytterligere stein løsner.

Kravene til sikkerhet er større i dag. Det må derfor regnes med at arbeidssikringen kan bli betydelig i slike situasjoner. Selv om det kun strosses i sålen, må også hengen kontrolleres og eventuelt sikres. Det kunne være en fordel å gå over hele den gamle tunnelen og renske den før selve strosse-arbeidet starter, men dette er ofte vanskelig pga. driftsmessige forhold ved det aktuelle kraftverk og ikke minst kan dette rent praktisk være vanskelig å gjennomføre fordi den gamle sålen er meget lite kjørbar og fjellveggene tilgrodd. Derfor blir det nødvendig og sannsynligvis riktigst å ta arbeids-sikringen etterhvert som man strosser seg frem. Det er nødvendig å avsette tid til rensk i hengen selv om kun bunnen strosses. Rensk er også sikring. Dette må det tas hensyn til når beskrivelsen for arbeidene utformes.

Når det gjelder arbeidssikring, er det en kjensgjerning i dag at sprøytebetong blir hyppig brukt. Naturligvis er sprøytebetong et utmerket sikringsmiddel, men som alt annet har også denne sin begrensning. Dessuten gir andre, billigere sikringsmidler en like god sikring i mange situasjoner. Vi skal heller ikke se bort fra at sprøytebetong kan gi en følelse av høyere sikkerhet fordi selve fjelloverflaten skjules.

I gamle kraftverkstunneler har det som oftes dannet seg et belegg på fjelloverflaten. Dette viser seg ofte å være vanskelig å spyle eller vaske bort, og det kan redusere heftmulighetene for sprøytebetongen. Erfaringer fra strossearbeider i gamle tunneler på Rjukan har vist at rengjøring av fjelloverflaten før sprøyting tar betydelig mer tid og krever høyere spyletrykk enn ved rengjøring på nysprengt fjell.

FORUNDERSØKELSER

Når større arbeid i gamle tunneler er aktuelt i forbindelse med modernisering av et kraftverk eller lignende, må det for å unngå overraskelser underveis, utføres omhyggelige forundersøkelser for å kartlegge den aktuelle sikringssituasjon. Følgende stikkord for en slik forundersøkelse kan nevnes:

- Skaffe tilveie data vedrørende trasé og overdekningsforhold.
- Ved økning av trykkforholdene i den nye tunnelen må man se nærmere på overdekningen i kritiske punkter.
- Hvordan er tunnelen drevet og hva er utført av sikringsarbeider? Særlig viktig er kartlegging av eventuelle utforinger i forbindelse med større svakhetssoner.
- Hvordan er eventuelle utforinger utført, armert/uarmert?
- Om mulig foreta befaring gjennom tunnelen.

- Vurdere strosseomfang også ut fra et sikringsmessig synspunkt. Er det mulig å nå opp og renske hengen etter strossing i bunnen, eller kan strossingen utføres på en annen måte, annen profilutforming?

- Vurdere den hydrauliske situasjon ved utforinger. Kan strossing av de gamle utforinger unngås? Se på alternativer for kryssing av større svakhetssoner.

Mange av de forhold som er tatt opp i dette foredraget, kan være selvfølgeligheter og mange av oss har gjort de samme erfaringer. Hensikten er imidlertid å prøve å samle disse erfaringene, da ombygging av gamle kraftverk kan bli mer og mer aktuelt i årene som kommer. Det er viktig at de spesielle forhold som møter oss ved arbeid i gamle tunneler blir tatt hensyn til i alle faser av byggeprosessen, fra planlegging til utførelse.

Litteratur:

(1) Frode Færøyvik : Fra feisel til fullprofil.
Norsk forening for fjellsprengningsteknikk, Oslo 1989

(2) Vassdragsregulantenes forening (VR) : Sikring av vanntunneler. Rapport 1991

(3) Reidar S. Kjølberg : Erfaringer etter 14 års drift av tilløpstunnel ved Rendalen Kraftverk. Bergmekanikkdagen 1985.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

THE NEW AUSTRIAN TUNNELLING METHOD (NATM)

Arild Palmström, dr. stipendiat, Norges Geotekniske Institutt, Oslo

SUMMARY

The New Austrian Tunnelling Method (or expressed in German 'Die Neue Österreichische Tunnelbauweise' (NÖT)) was developed in the late 50s and at the beginning of the 60s. It was originally developed for weak ground, i.e. where the materials surrounding the tunnel require rock supporting works because they are overstressed. The method is by many regarded as synonymous with shotcrete because this method of rock support plays an important role. In practice, NATM involves a combination of several tunnelling aspects from ground characterization via rock mechanics and tunnel design to construction principles, rock support design and monitoring during tunnel excavation. The main principle of the method is, however, utilization of the bearing capacity of the ground surrounding the tunnel. This is practically done by letting the weak ground around the tunnel deform in a controlled way by applying a flexible rock support. Later, when the rate of displacement is less than a specified limit, the permanent rock support is installed, designed to withstand future loads. Where water shielding is required this is often incorporated where the permanent support is performed as concrete lining.

SAMMENDRAG

Den nye østrerrikske tunnelmetoden - 'Die Neue Österreichische Tunnelbauweise' (NÖT) - ble utviklet i slutten av 50-årene og begynnelsen av 60-årene. Metoden er spesielt utviklet for tunneldrift i svak grunn, dvs. under forhold der bergtrykket overskrider berg- eller løsmassenes fasthet slik at massene deformeres - trykkes - inn mot tunnelen ('squeezing rock').
Metoden som bedre kan benevnes byggemåte ('Bauweise') er sammensatt av de viktigste elementene som inngår i tunnelbygging; fra bergmekanikk gjennom kontraktsutforming til driveprinsipper og instrumentering. Det som imidlertid ansees som viktigst i NATM, er erkjennelsen av at berg- eller løsmassene rundt en tunnel kan oppta en større eller mindre del av bergtrykket. Dette oppnås i svak grunn ved at en lar massene rundt tunnelen deformere seg kontrollert ved at det utføres en initiell (på stuff) sikring som hindrer rasutvikling, men tillater visse deformasjoner. Det er hovedsaklig bolter og sprøytebetong som inngår i denne sikringen. For å holde kontroll med deformasjonsutviklingen der disse er store, foretas instrumentering på visse steder innover i tunnelen; ofte måles også spenningene i sprøytebetongen. Permanent sikring som foretas senere når deformasjonsutviklingen viser foreskrevet avtagende tendens, dimensjoneres for fremtidige mobiliserte laster. Ofte inngår nødvendig vannskjerming som en del av denne (i trafikktunneler og lignende).

1. Introduction

"It is much more skilful to prevent rock load than to handle it."
Franz von Rziha (1872)

This important statement made more than a hundred years ago plays a most significant part of the New Austrian Tunnelling Method (NATM). NATM is a concept, or more precise, a mixture of design, contracting, excavation and active use of rock support experience. Müller (1978) concludes that "the NATM is rather a tunnelling concept than a method, with a set of principles, which the tunneller tries to follow". These features have been systemized into the NATM conception where the different parties involved have worked out a splendid cooperation.

The method was developed by L. von Rabcewicz, L. Müller. and F. Pacher from 1957 to 1964. It is essentially an empirical approach, evolved from practical experience. In practice, NATM involves the whole sequence of tunnelling aspects from investigation during design, engineering and contracting to construction and monitoring. An overview of NATM will therefore include most features involved in the execution of a tunnelling project and tends to be a comprehensive work on tunnelling. In this paper some of these elements have been described in more detail, while other, such as tunnel excavation - which may be important to many NATM applications -, is only briefly included. Neither is another important feature of NATM dealt with, namely, the accumulation and active use of construction experience.

In the author's opinion the principles are only a part of the method as they form the base for the design, but they are so closely linked to practical execution of the tunnel construction that NATM should rather be regarded as a tunnelling system.

2. Development of the New Austrian Tunnelling Method

Central Europe has long traditions in tunnel construction. A number of large tunnel projects had been already completed in the ninteenth century (St. Gotthard, Arlberg and Simplon railway tunnels). From these and other tunnelling projects several adverse tunnelling features, many of them unexpected, were encountered. They sometimes caused enormous construction challenges and problems. Among them the squeezing effect in weak ground had often been a significant problem in alpine tunnelling. Fig. 1 shows an example of the 'old Austrian tunnelling method' where heavy rock support is installed successively in several headings and drifts; a method that was very time-consuming and expensive.

The need for improved tunnel excavation and rock support techniques has, therefore, existed for decades. Several pioneers in Austria have made important field observations which have contributed to develop the science of tunnelling. Between the two World Wars the development in tunnel engineering and design in Europe was led by Professor Stini (1950); his textbook on tunnel geology includes a classification of rock masses, and very detailed and well documented treatise of adverse conditions in tunnelling.

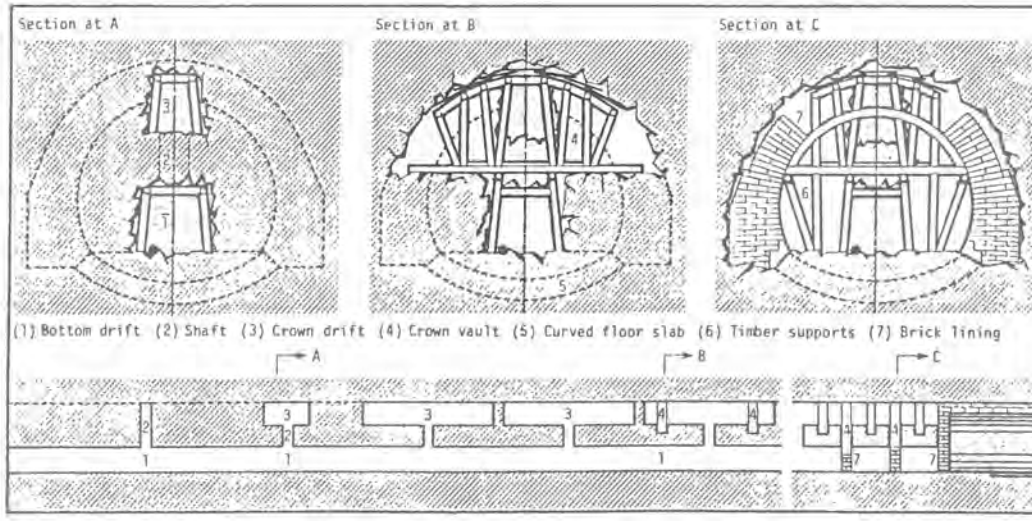


Fig. 1. Example of the old Austrian tunnelling method where a rigid tunnel support is installed step by step in several sections of the tunnel profile. (After Braun, 1980).

Later, the well known 'stand-up time' classification system was presented by Lauffer (1958). The very important contribution of this was the emphasis of the significance of the time an opening can stand unsupported in different qualities of rock masses related to the "active span". The active span is the width of the tunnel or the distance from support to the face in case this is less than the width of the tunnel, as shown in Fig. 2.

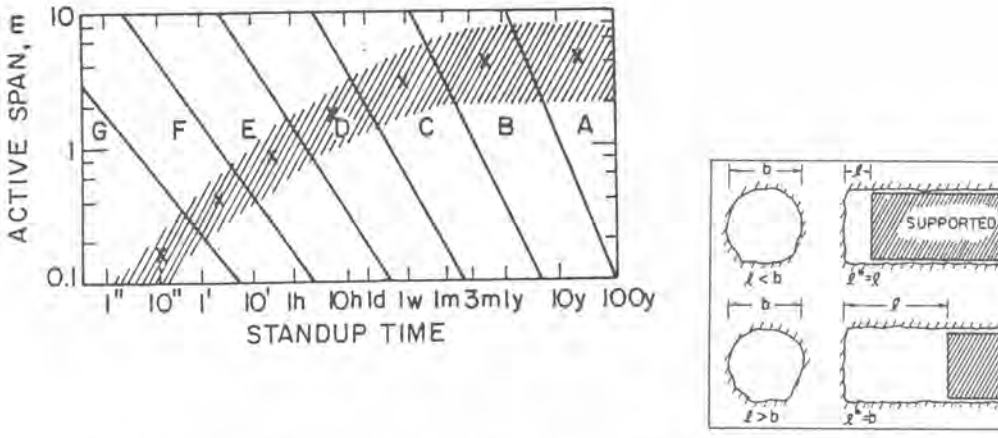


Fig. 2. Left: Active span versus stand-up time. "A" is best rock mass, "G" worst rock mass. Shaded area indicates practical relations. Right: Definition of active span (l = l for upper, l* = b for lower example). (After Brekke and Howard, 1972, based on work by Lauffer, 1958.)*

The stand-up time diagram by Lauffer is based on a classification of the behaviour of rock mass used in Austria at that time. The main point that should be made with regard to this chart is that an increase in tunnel size leads to a drastic reduction in stand-up time since the allowable size of the face obviously must be related to the allowable active span. Thus, while a pilot tunnel may successfully be driven full face through a fault zone it may prove impossible in terms of stand-up time to drive a large heading through the same zone, even with the help of spiling and breastboarding. Lauffer has not, however, given a further description in his paper the type of rock mass conditions the various classes represent.

At the same time Prof. von Rabcewicz in collaboration with Müller and Pacher made developments towards new principles for tunnel construction. To separate this from the earlier tunnelling practice it was called the 'New Austrian Tunnelling Method' (NATM) or in German 'Die Neue Österreichische Tunnelbauweise' (NÖT).

The development of NATM made use of earlier experience gained from decades of tunnelling but has taken advantage of the new support technology in rock bolting and sprayed concrete (shotcrete) that was made available in the late '50s and at the beginning of the '60s. Officially, the NATM was introduced by Rabcewicz at the 13th Geocolloquium in Salzburg 1962. This new trend in Austrian tunnelling gained national attention in 1964 when it was applied during the construction the Schwaikheim tunnel, under consulting guidance of Rabcewicz and Müller. International recognition was achieved in 1964 when Rabcewicz published a paper on NATM in the Water Power magazine.

3. The main principles of NATM

It is important to note that NATM has been developed for tunnelling in weak ground. Weak ground is here defined as material which, in tunnelling, requires the use of structural supports, either to re-establish equilibrium or to limit displacements around the tunnel. The rock material itself may be soft or hard. According to Rabcewicz (1975) the goal of NATM is:

> "To provide safe and economic support in tunnels excavated in materials incapable of supporting themselves - e.g. crushed rock, debris, even soil. Support is achieved by mobilizing whatever humble strength the rock or earth posesses.".

He further explains:

> "It uses surface stabilization by a thin auxiliary shotcrete lining, suitably reinforced by rockbolting and closed as soon as possible by an invert.".

As a part of NATM 'the dual-lining support' (initial and final support) for tunnels was introduced. This is the concept of letting the rock and the intial support deform before the final or permanent support is applied so that loads are reduced. Rabcewicz (1975) pointed out three main principles of NATM:

1. It relies on the strength of the surrounding rock as an integrated part of the tunnel support. This is done by inhibiting rock deteroriation, joint opening, and loosening due to excessive rock movements.
2. It uses protective measures like supporting tunnel walls with shotcrete and installing rock bolts in unstable rock. In many cases, a final support by inner lining is not needed - i.e. for water conduits, short road tunnels.
3. It involves intallation of sophisticated instrumentation at the time the initial shotcrete is sprayed, to provide information to design the final support.

Later, other important features have been introduced, such as contractual arrangements, excavation procedures and more advanced design methods.

NATM features a qualitative ground classification system in which the ground is described behaviourally, and the rock mass is allocated a ground class in the field, based on field observations. The classification has been included in the Austrian standard Önorm B 2203 as further described in Chapter 8. New projects are classified based on previous experience from tunnelling in the region and a detailed geotechnical investigation. An example of this is shown in Fig. 3.

In practice, the NATM combines ground conditions, excavation procedure, and tunnel support requirements. It is basically a 'build as you go' approach based on monitoring, backed by theoretical considerations.

4. Design principles applied in NATM

The main achievements and contributions in NATM are the introduction of systematic rock support and in-situ measurements based on rock mechanics theories. This makes use of a ground quality classification divided into 7 groups which contain principles of suitable rock support. Where the amount and system of rock supporting works should be better documented the ground response rock support interaction curves are often used. A basic principle in the design of rock support is, as mentioned earlier, to take advantage of the load-bearing capacity of yielding rock masses surrounding the tunnel. These principles are described in this chapter.

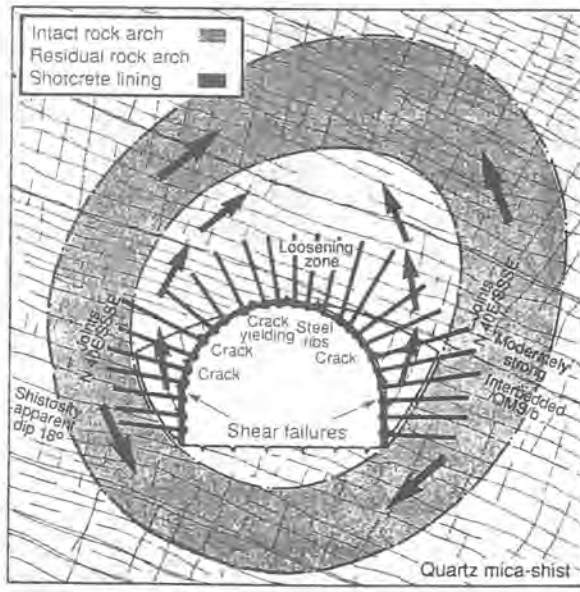
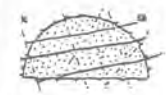
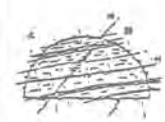
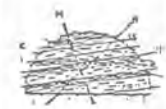
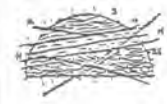


Fig. 4. The various zones around a tunnel. (after Hagenhofer, 1991)

Fig. 3. Example of ground classification developed for the Loktak project. (after Golser et al., 1981).

Type	Rock Mass Reaction	Rock Mass Characterization: Structure	Chem. Feature	Water	Rocktype			Structure (top heading) N S	Support	Exc	Geomechanical Behaviour
	1	2	3	4	5			6	7	8	9
II	stable to slightly friable	massive bedded wide joint spacings slightly jointed	chemical intact local disintegration	local waterdrops heavy rain no influence	SANDSTONE				support in roof fullface	BLASTING	uniaxial compressive strength of rock mass (σ_{gd}) is higher than tangential border stress σ_t, permanent equilibrium is reached by: type I - local provisions, additional provisions in popping rock (high primary stress) type II - strengthening of the rock arch in the roof.
III	friable rock	medium bedded medium joint spacings, locally clay-filled fissures locally shattered	chemical intact, local disintegration occasional kaolinite films	moderately switting, water of imbibitation, low joint-water-pressure		SILTSTONE + subo. shale			support in roof and side walls fullface		
IV	moderately squeezing rock	close bedded, shistose, close jointed, local mylonites and clayfilled fissures crushed zones	partly chem. alterated kaolinite films swelling clay minerals occasionally pyrite	switting seepage water of imbibition, joint water-pressure			SILTS + subo. siltst. + sdst.		support in roof and side walls, sealing of face invert closure forepoling ex. in st.	MECHANICAL EXCAVATION AM SD	limited strength of rockmass at circumference is reached or exceeded by secondary stresses, caused by stress rearrangements systematic strengthening of the rockarch with or without invert arch is required.
V	plastic-squeezing and swelling rock	foliation closely jointed mylonites sec. joint fillings slickensided	heavy disintegration and alteration kaolinite films swelling clay minerals occasionally pyrite	local dropwater high influence on bond strength of rock mass,					support in roof and side walls, sealing of face invert closure forepoling ex.in st.		the strength of the rock mass is considerably affected by stress rearrangements rockmass behaves plastic and pressure exerting. V - medium VI - highly causing high rock pressure from all directions particularly perpendicular to primary principle compressive stress (side pressure) and bottom uplifts, immediate protection of all exposed rock surfaces and invert arch required.
VI	highly plastic squeezing and swelling rock	plastic shales mylonites crushed slickensided with lineation graphitic films internal folding	highly disintegrated kaolinite films swelling clay minerals	local dropwater high influence on bond strength high swelling pressure					support in roof and side walls sealing of face invert closure forepoling ex. in st.		

Legend: S = foliation; SS = beddings plane; K = joints; Z = shattered and crushed zone; M = mylonitic zone; P = plastic shales; H = slickensides; ex. in st. = excavation in steps

4.1 Utilization of the load-bearing capacity of the ground

An important property of rock masses is their ability to dilate or bulk as they yield close to a tunnel in *weak ground*. Several authors (among others Rabcewicz, 1964 and 1975; Pacher, 1975; Brown, 1979; Ward 1978) have stressed the importance of allowing the rock mass to dilate to some extent by yield and crushing, so that its potential strength can be fully mobilized. The high ground stresses close to the tunnel dissipate and the displacements do not extend far because the rock bulks (i.e. increases in volume) in a limited zone, see Fig. 4. By this the surrounding rock mass is transformed from a loading body into a load-carrying element and a reduced support is needed to confine the unstable ground close to the tunnel.

An important observation by Rabcewicz was that strong lateral ground stresses developed typical shear failures (and not flexion), as shown in Fig. 5. From this he saw the possibility to design the support as a thin lining to stop the detrimental breaking-up or loosening of the surrounding rock. Thus the opening up of fissures to cause detachment of rock particles is prevented, which improves the self-bearing capacity of the ground. This theory was verified in 1965 by model tests.

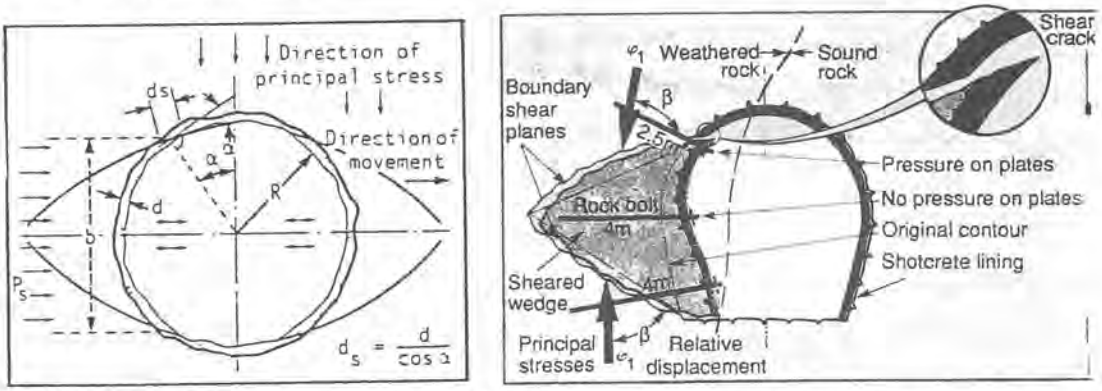


Fig. 5. Principles of typical shear failure phenomena caused by high lateral stresses shown as two examples. This feature is often used in NATM design (Rabcewicz and Golser, 1973). An important feature of shear failure is that it seldom endangers the workmen or interfers with the tunnelling operations. This gave Rabcewicz the idea to introduce an initial support to reduce or stop the loosening of the rock in the tunnel surface. (The left figure is after Sauer, 1988; the right after Hagenhofer, 1991.)

This concept of a systematic utilization of the inherent strength of the soil or rock mass surrounding the tunnel is by many regarded as the main feature in the NATM. It is practically achieved by allowing the rock masses around the underground opening deform in a controlled way. Initial and final support have therefore mainly a confining function; their main purpose is to establish a load-bearing ring to stabilize the rock masses that deform. It follows that the support must have suitable load-deformation characteristics and be installed at the right time. The use of this requires a knowledge of the inter-relationships between ground deformation and load, support deformation and load, and time.

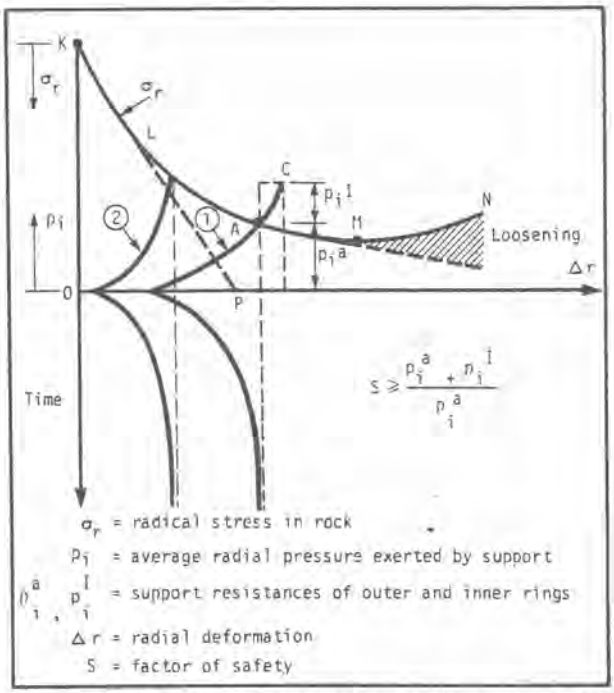


Fig. 6. An example of a ground support interaction diagram or a Fenner - Pacher curve, (after Brown, 1981). The numbers 1 and 2 show two different support systems installed at different times. The stiffness and timing of the support is further described in Sections 4.2 and 5.2.

The Fenner-Pacher curve applied by the Austrians for design is a ground response curve for rock - support interaction, Fig. 6. The curve provides a tool to optimize rock support: to help determine a favourable time for installation and an appropriate stiffness. Seeber et al. (1978) have worked out characteristic diagrams for different rock mass qualities exposed to various rock stresses.

The properties of the various rock supporting methods to be applied in the ground response curves are more complex than they appear at first sight as there is a great variety of systems and combinations of these in use. Hoek and Brown (1980) have given some information on the characteristics of various supporting types.

4.2 The timing of rock support installation.

The ground response curve in Fig. 6 indicates that the timing of rock support installation is an important factor for a favourable mobilization of the inherent strength of the rock mass. It is also important for an optimal dimension of the amount of rock support:

- if the rock support is installed too early, a heavier support is required to carry the resulting rock mobilized, while
- an installation made too late may cause deformations of the rock masses surrounding the tunnel that result in loosening and failures.

Since a tunnel statically is a thick-walled tube it is crucial in very weak ground to quickly close the invert using a lining. No section of the excavated tunnel surface should be left unsupported even temporarily in such ground. However, support should not be installed too early since the load-bearing capacity of the rock mass would not be mobilized; the rock mass must be permitted to deform sufficiently before the support takes full effect.

Braun (1980) stresses that, particularly in deep tunnels, the timing of the rock support (bolts and shotcrete) installations is extremely important. It is, however, difficult to predict the time factor and its variations during tunnelling even for experienced rock mechanics and mining engineers. In this connection NATM recommends the use of tunnel support measures to avoid undesirable deformations of the surrounding rocks to occur. The optimal NATM involves also additional verification calculations carried out during the execution.

5. Excavation and rock support principles

The practical execution of NATM involves a close cooperation between tunnel excavation and rock supporting works and that these two operations are planned and designed according to the ground conditions.

5.1 Excavation principles

Golser (1979) stresses that cost-effective tunnelling requires use of rapid, modern equipment for full face excavation in large cross sections. It might, however, be necessary for stability reasons to excavate smaller sections, for example an upper heading and benching, alternatively the arch, the core and the invert arch of the tunnel section.

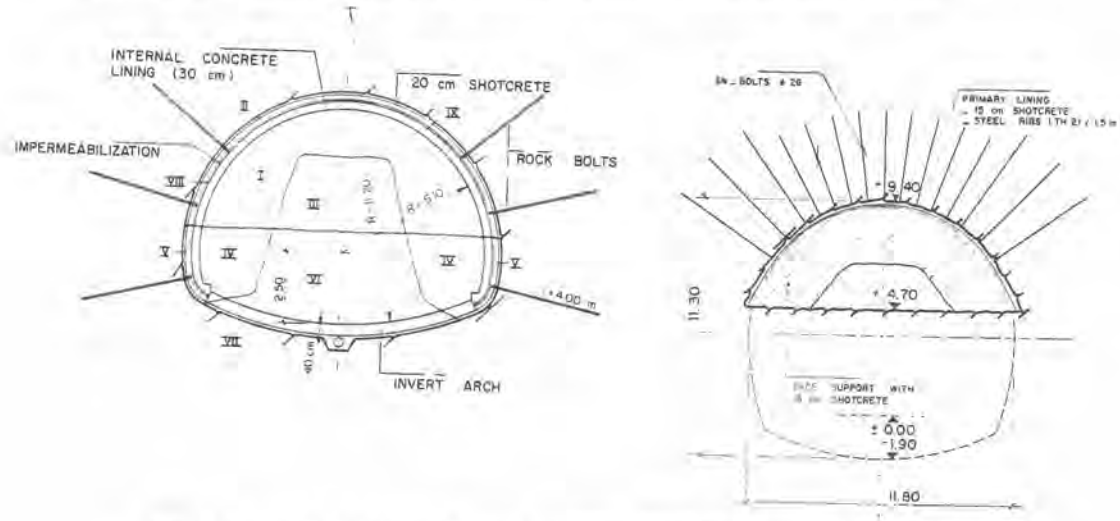


Fig. 7. Example of a sequential tunnel excavation, based on Amberg and Cristini (1986). The left figure shows a typical cross section and excavation sequences; the right shows excavation of the top heading of the tunnel.

In especially unstable ground, a further subdivision of these sections can be imperative, excavating alternatively the different zones illustrated for example in Fig. 7 from a highway tunnel close to Florence, excavated in clayey schists where the following excavation procedure was applied:

- In arch (I) leaving a central core in order to shore the walls and the arch. Immediately after excavation, execution of a first layer of reinforced shotcrete, collocation of light ribs and a further increase of the shotcrete thickness until final value (II)
- Excavation of central core (III) and side trenches by stage (IV), prestrengthening with a reinforced shotcrete lining and steel ribs (V).
- Excavation of the trench (VI), execution of the invert arch.

The stages above follow each other very closely in order to ensure the closing of the lining within a distance of 15 to 25 m from the face.

5.2 Rock support principles

The importance of a deformable rock support has been mentioned earlier. Rabcewicz (1975) stresses that it must be neither too stiff, nor too flexible:

- A stiff rock support will be carrying a larger load because the rock mass around the opening has not had the possibility to deform enough to bring the stress peak longer into the surrounding rocks (see Fig. 6).
- If the support is too flexible the deformation may become too large and unsafe conditions may arise.

This generally requires a support system consisting of systematic rock bolting and shotcrete. Whatever support system is used, it is essential that it is placed and remains in intimate contact with the surrounding ground and deforms with it. The two stages of rock support have been described by Rabcewicz and Golser (1973). They are carried out as:

- *The initial support* is often carried out as an outer lining designed to stabilize the rocks during excavation. It consists mainly of shotcrete, systematically bolted and reinforced by additional steel ribs if required. In addition a closing of the invert is carried out in very weak ground.
- *The final support* is often carried out as a concrete lining. It is generally not carried out before the deformations of the initial support have reached an acceptable, decreasing trend.

The initial support can partly or completely represent the total support required. It may consist of a thin layer of shotcrete combined with rock bolts. The second, final lining inside the initial one may be necessary for structural reasons:

1) when the initial lining is stressed beyond its elastic limit or
2) when squeezing or swelling from time-dependent loads will exceed its bearing capacity. A second lining may also be required for waterproofing.

The dimensioning of the final support is based on assessments based on results of systematic measurements of stress in the primary support element and/or deformations of the tunnel surface and the ground surrounding the tunnel. Where necessary, caused by the ground conditions, the support element is designed to absorb large movements, as shown in Fig. 8.

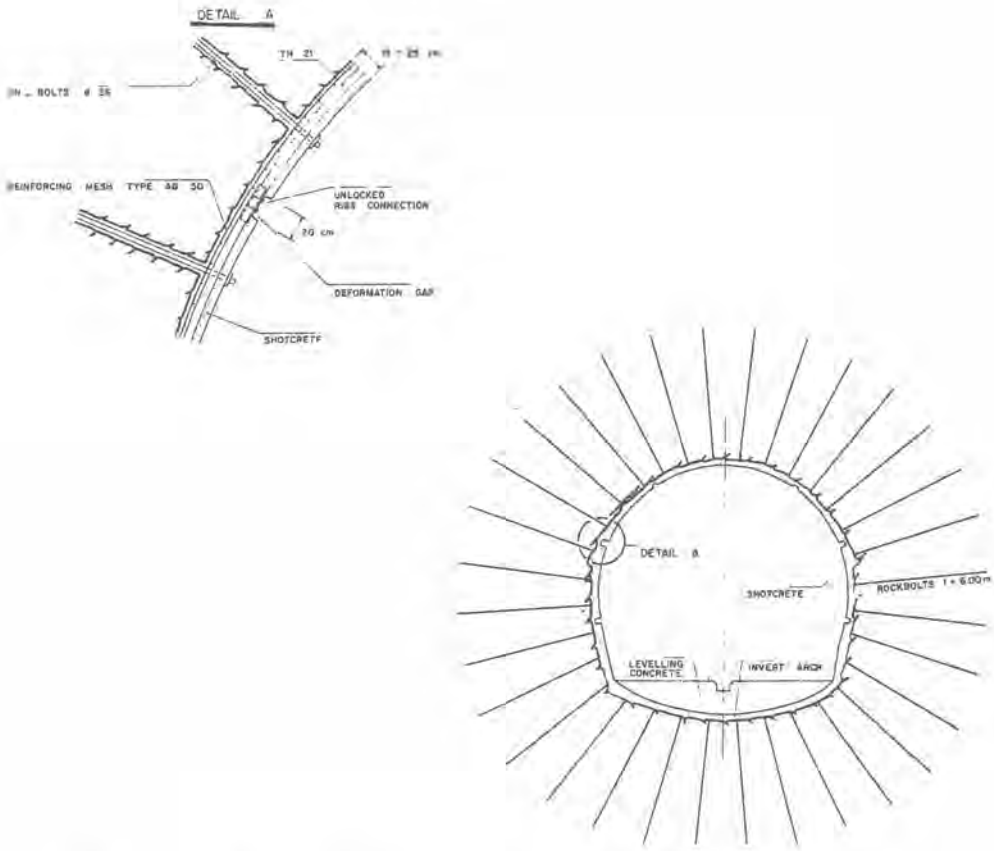


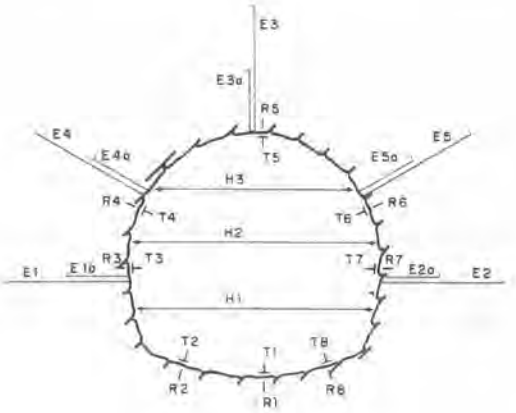
Fig. 8. *Where large deformations occur in the tunnel walls it is important to have a flexible lining. The figure is an example from the Taurn tunnel where the initial lining (by shotcrete and rock bolts) has been designed with a longitudinal joint. (after Amberg and Cristini, 1986)*

In order to investigate the real behaviour of the rock when the excavation is completed, the NATM is based on systematic in-situ measurements primarily of deformations and of stresses. Following the progress of the deformations, it is possible to recognize early enough an unacceptable trend and to act accordingly. This is further described in the next Chapter.

5. Instrumentation and monitoring during construction

Tunnelling in weak ground is, according to Ward (1978), much more of an art than soft ground tunnelling; that is why it is important to monitor the performance of the surrounding ground. Construction monitoring in these conditions is, therefore, not research, but a simple, essential and the only means of knowing whether construction is proceeding satisfactorily or whether it is likely to become a hazard to health, safety and further progress.

The measurement of deformations and stresses is the only way of really knowing, even if approximately, the mechanical characteristics of the rock mass and its behaviour during the excavation. Therefore, the measurement of deformation as a function of time has long been a principal means of studying rock mechanics phenomena. Controlled deformations of the underground opening is a provision required in NATM for the surrounding ground to develop its full strength safely, as excessive deformation will result in loss of strength. The significance of this measure, which was emphasized early by Rabcewicz, has steadily increased as the NATM has become more widely applied.



R1 -R8	Radial pressure pads
T1 -T8	Tangential pressure pads
H1, H2, H3	Convergency measuring lines
E1 - E5	Long extensometers (6 m)
E1a - E5a	Short extensometers (3 m)

Fig. 9. Examples of instrumentation in a tunnel (after Amberg and Cristini, 1986).

During the planning stage the location of measurement sections along the tunnel, is decided. The instruments are installed at the time when the initial support is placed. Since the readjustment of stresses generally takes a very long time, it is often essential from both the practical and theoretical point of view to also measure the deformations and stresses in the inner lining. The following measurements can be made, Figs. 9 and 10:

- Convergence measurements, usually with horizontal wires (giving only relative distances).
- Levelling of crown and invert (giving absolute distances).
- Measurement of displacement of rock mass with long extensometers, installed radially with different measurement positions.
- Placement of anchors to work in a manner similar to the extensometers.
- Monitoring of original stress in the rock mass with stress cells at the perimeter, placed radially and tangentially.
- Monitoring of the loading with stress cells placed radially in the concrete.

These observations recorded by sophisticated instruments yield information for convergence control and, if possible, the build up of a load in the support. The results are used mainly for the following purposes:

1 The stress-time or deformation-time graphs worked out from the measurements give a high degree of safety, as any undesired situation can be recognized in time before it develops into a possible dangerous, unwieldy problem.
2 In cases where the measurements show that the lining has been over-dimensioned, the lining can immediately be reduced accordingly when the same or similar ground conditions are encountered during further tunnel excavation.
3 The monitoring is used to decide the time for installation of a possible final lining.
4 The results from the measurements can be used to adjust ground response curves that have been worked out.

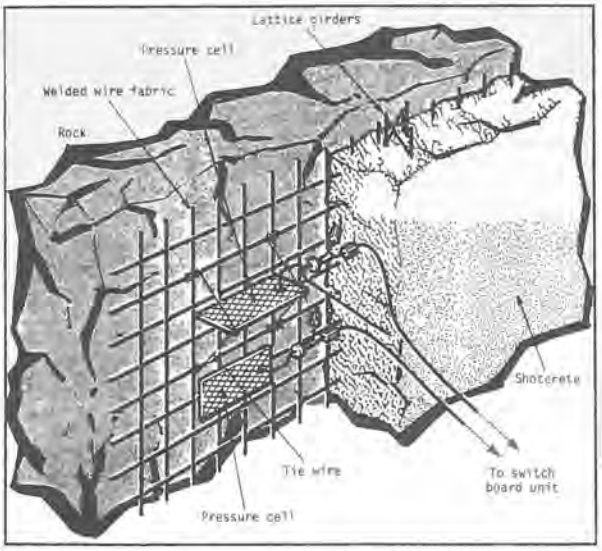


Fig. 10. Example of an instrumentation station (after Martin, 1984).

This information is then related to the characteristics of rock and of the cross section of the opening. When interpreted in an appropriate way, it is possible to adapt the type and dimensions as well as the timing of rock support to the actual ground conditions encountered during the excavation. In this context, it is obviously very important to have an effective calculation model which permits a quick interpretation of the data, and is the best possible representation of reality.

The use of modern in-situ measurements, and the application of advanced rock mechanics, have made it possible to observe the interaction of forces around the excavated opening and to ascertain that the state of equilibrium has been established.

7. The contractual arrangement applied in NATM

The NATM method of tunnelling is futher improved where appropriate contractual arrangements are made. The monitoring measurements on which NATM is based, presuppose that it is possible to make changes in support and construction methods adapted to the ground conditions encountered. This, however, is only possible if there are provisions in the contract that are open for changes during construction. Austrian contractual practice does contain a certain amount of valuable features in terms of sharing risk and decision making, encouraging flexibility in construction methods, and providing simple and equitable arrangements for settling disputes. This is another important feature for using NATM in tunnel construction.

As previously mentioned the contracts in Austria are based on Önorm B 2203 where the ground conditions are classified according to quality and behaviour. In this classification the principles for support are given, as shown in Table III. During excavation the actual rock mass conditions are recorded after each excavation round using the same system. The monitoring program is included in the specifications and bill of quantities.

The level of detail in the pre-construction description depends on the information available from site exploration and experience from earlier tunnels in the vicinity. Brosch (1986) reports that Austrian engineers believe that a qualitative ground classification and contract conditions are inseparable. Clearly, such principles could lead to disputes, but since the contractor is paid on the basis of 'as found' conditions, possible disagreements are minimized. If necessary, an expert 'Gutachter' (appraiser) is usually available at short notice to solve any disagreement.

Payment for support is based on the rock mass classification made during construction. In some countries this is not acceptable contractually, and this is why the method has received limited attention, for example in the United States.

In these various ways, the contract results in a greater sharing of responsibility and risk between owner, designer, and contractor than the contractual arrangements used in many other countries. The use of NATM requires that all parties involved in the design and execution of project - design and supervisory engineers and foremen - must understand and accept the implementation of NATM and adopt a co-operative attitude to decision making and the resolution of problems.

8. The ground classification used in connection with NATM

In Austrian tunnelling practice, the ground is described behaviourally and allocated a ground class in the field, based on field observations. The classification is qualitative without a numerical rating . This system for classification is highly adaptable and its application can be traced back to Lauffer (1958). A comparison with the terms used today and those of Lauffer is shown in Table I.

The qualitative ground description is associated, rather inconsistently, with excavation techniques together with principles and timing of standard support requirements.

Table I. Development of the Austrian characterization of rock masses

Lauffer (1958)	Önorm B 2203 (1983)	Önorm B 2203 (1993)	Suggested English term
A Standfest	F1 Standfeste	A1 Standfest	Stable
B Nachbrüchig	F2 Nachbrüchig	A2 Nachbrüchig	Slightly loosening
C Sehr nachbrüchig	F3 Leicht gebräch	B1 Gebräch	Ravelling
D Gebräch E Sehr gebräch	F4 Gebräch oder leicht druckhaft	B2 Stark gebräch	Strongly ravelling
F Druckhaft	F5 Stark gebräch oder druckhaft	C1 Druckhaft	Squeezing or swelling
G Sehr druckhaft	F6 Stark druckhaft	C2 Stark druckhaft	Strongly squeezing or swelling
	F7 Fließend		Running or flowing

During tunnel excavation the classification of rock masses is carried out at the tunnel working face, where a large proportion of the important parameters used in classification systems often are more or less impossible to establish. Brosch (1986) does not know of any Austrian experience with the common international classification systems (mainly the RMR and Q systems), although he admits that such experience would be a most desirable basis for the further development of engineering geology and would assist Austrian tunnel construction firms in handling foreign projects. A comparison between the NATM classification and the main international systems is given in Table II.

Table II. Approximate connection between NATM, Q system and RMR system (after Martin, 1988).

Austrian NATM system class	term	Q system rating	RMR (geomechanic) system class	term	average stand-up time	rating
F1	stable	> 50	I	very good rock	10 years for 15 m span	> 80
F2	slightly loosening	10-50	II	good rock	6 months for 8 m span	60-80
F3	ravelling	5-20	III	fair rock	1 week for 5 m span	40-60
F4	moderately squeezing	1-10	IV	poor rock	10 hours for 2.5 m span	0-50
F5	plastic squeezing and swelling	0.5-5	IV	poor rock	10 hours for 2.5 m span	30-50
F6	highly squeezing and swelling	0.05-1	V	very poor rock	30 min for 1 m span	10-20
F7	running	< 0.05	V	very poor rock	30 min for 1 m span	< 10

Although there are guidelines in the qualitative NATM clasification, the ground class is mainly determined from individual observations by the engineering geologist (Kleberger, 1992). The application of the NATM classification in ÖNORM B 2203 is shown in Tables III and IV. As seen this classification relates ground conditions, excavation procedure, and tunnel support requirements. The classification, which forms part of the contract, is adapted to a new project based on previous experience and a detailed geotechnical investigation.

Table III. The NATM classification applied in ÖNORM B2203 (1993)

CLASS and TERM	ROCK MASS CONDITIONS	REQUIREMENTS TO ROCK SUPPORT FUNCTION AND/OR EXCAVATION MEASURES
A1 Stable	Elastic behaviour. Small, quick declining deformations. No relief features after scaling. The rock masses are long-term stable.	No need for rock support after scaling. Not necessary to reduce length of rounds, except for technical reasons.
A2 Slightly loosening	Elastic behaviour, with small deformations which quickly decline. Some few small structural relief surfaces from gravity occur in the roof.	Occasional rock support in roof and upper part of walls necessary to fasten loose blocks. The length of rounds might only be limited for constructional reasons.
B1 Ravelling	Far-reaching elastic behaviour. Small deformations that quickly decrease. Jointing causes reduced rock mass strength, as well as limited stand-up time and active span[7]. This results in relief and loosening along joints and weakness planes, mainly in the roof and upper part of walls.	Systematic rock support required in roof and walls, and also of the working face. The cross section of the heading depends on the size of the tunnel, i.e. the face can contribute to stability. The length of the rounds must be reduced accordingly and/or systematic use of support measures like spiling bolts ahead of the face.
B2 Strongly ravelling	Deep, non-elastic zone of rock mass. The deformations will be small and quicly reduced when the rock support is quickly installed. Low strength of rock mass results in possible loosening effects to considerable depth followed by gravity loads. Stand-up time and active span are small with increasing danger for quick and deep loosing from roof and working face.	Rock support of the whole tunnel surface is required, often also of the working face. The size of the heading should be chosen to effectively utilize stabilizing effect of the face. The effect of the rock support is mainly to limit the breaking up and maintain the 3-dimensional stress state. The length of the round must be adjusted according to the support measures ahead of the working face.
C1 Squeezing or swelling	"Plastic" zone of considerable size with detrimental structural defects such as joints, seams, shears. Plastic squeezing as well as rock spalling (rock burst) phenomenas. Moderate, but clear time-dependent squeezing with only slow reduction of deformations (except for rock burst). The total and rate of displacements of the opening surface is moderate. The rock support can sometimes be overloaded.	Comprehensive rock supporting works of all excavated rock surfaces is required. The size of the unsupported surface after excavation has to be limited according to the support measures performed ahead of the face. The large deformations require use of special support designs, for example deformation slots or other flexible support layouts. The support should be installed to maintain the 3-dimensional state of stress in the rock masses.
C2 Strongly squeezing or swelling	Development of a deep squeezing zone with severe inwards movement and slow decrease of the large deformations. Rock support can often be overloaded.	

[7] Active span is the width of the tunnel or the distance from support to face in case this is less than the width of the tunnel), see Fig. 2.

Table IV. The principles and amount of rock support in the NATM classification (Bieniawski, 1989)

Class	Construction Procedure	Principle	Support Procedure: Crown	Springline	Invert	Face
I	Check crown for loose rock	Support against dropping rock blocks	Shotcrete: 0–5 cm			
	When popping rock is present placement of support after each round		Bolts: cap = 15 t Length = 2–4 m Locally as needed	Bolts: cap = 15 t Length = 2–4 m locally	No	No
II	Crown has to be supported after each round	Shotcrete support in crown	Shotcrete: 5–10 cm with wire fabric (3.12 kg/m²)	Shotcrete: 0–5 cm	Bolts L = 3.5 m if necessary	
	Bolted arch in crown	Bolts: cap = 15 t Length = 2–4 m One per 4–6 m	Bolts: Length = 2–4 m locally			
III	Shotcrete after each round: other support can be placed in stages	Combined shotcrete — bolted round in crown and at springline	Shotcrete: 5–15 cm with wire fabric (3.12 kg/m²) Bolts: cap = 15–25 t Length = 3–5 m	Shotcrete: 5–15 cm Bolts: 15–25 t Length: 3–5 m One per 3–5 m²	Adapt invert support to local conditions	Adapt face support to local conditions
IV	Shotcrete after each round	Combined shotcrete — bolted arch in crown and springline, if necessary closed invert	Shotcrete: 10–15 cm with wire fabric (3.12 kg/cm²)	Same as crown	Slab: 20–30 cm	
	Bolts in the heading have to be placed at least after each second round		Bolts: fully grouted Cap = 25 t Length = 4–6 m One per 2–4 m²			
V	All opened sections have to be supported immediately after opening. All support placed after each round	Support ring of shotcrete with bolted arch and steel sets	Locally linerplates Shotcrete: 15–20 cm with wire fabric (3.12 kg/m²) Steel sets: TH21 spaced: 0.8–2.0 m Bolts: fully grouted Cap = 25 t Length = 5–7 m One per 1–3 m	Same as crown but no linerplates necessary	Invert arch ≥40 cm or bolts L = 5–7 m if necessary	Shotcrete 10 cm in heading (if necessary) 3–7 cm in bench
VI	As Class V	Support ring of shotcrete with steel sets, including invert arch and densely bolted arch	Linerplates where necessary, shotcrete: 20–25 cm with wire fabric. Steel sets: TH21 0.5–1.5 m Bolts: cap = 25 t L = 6–9 m One per 0.5–2.5 m²	Same as crown	Invert: ≥50 cm Bolts: 6–9 m long if necessary	Shotcrete 10 cm and additional face breasting

[8] After John (1979), arrangement by Steiner and Einstein (1980).

9. Strengths and limitations of the NATM

From the first experiences made in the 60s until today, a large number of tunnels have been executed with success using the NATM, some of which were constructed in very difficult ground (marl, graphite-clayey schist, etc.). There are, however, also examples of downfalls and other unpleasent experiences where NATM has been used (as the cave-ins in some German high speed railway tunnels).

9.1 Some of the benefits using NATM

Where the NATM approach has been successfully used in a wide range of tunnelling conditions, the versatility and adaptability of the method have been demonstrated from its basic principles and from the flexibility of the rock support applied (shotcrete and rock bolts) as an initial and final support material. In most of the tunnelling projects large savings have been made as well as time savings compared to traditional tunnelling.

A significant advantage of using shotcrete according to NATM is the possibility of adjusting its thickness to the actual rock mass condition, i.e. by the application of further shotcrete layers or by combining it with rock bolts. As a further reinforcing measure in the NATM, light steel ribs of the channel-section type are used, connected by overlapping joints and fastened to the rock by bolts. The ribs serve primarily as a protection for the tunnelling crew against rockfall and as local reinforcement, to bridge across zones of geologic weakness. The static share of the ribs in the lining resistance is relatively low.

Where NATM is used in conjuction with drill and blast or mechanical excavation, the flexibility of these methods can also be fully utilized. Tunnelling by NATM can therefore be applied for various sizes of tunnel cross sections as well as for various excavation sequences, for example for pilot headings and benching.

9.2 Limitations in the NATM

NATM has its greatest benefit for tunnels constructed in weak ground, i.e. materials that have a lower strength than the rock stresses they are exposed to. This includes also hard rocks exposed to high rock stresses where rock burst or spalling takes place. Tunnels excavated in stable and slightly loosening rock (class A1 and A2 in Önorm B 2203 (1993)) will, however, benefit slightly from use of the NATM concept.

Haak (1987)) and Amberg and Christini (1986) conclude that there are also other ground conditions where NATM is not applicable. These may be rock masses without co-action between the rock blocks, such as in highly jointed, brittle rocks with loss of no cohesion. Here, the interaction between shotcrete and rocks will not take place, excluding an important prerequisite for the NATM: the interaction of a relatively yielding tunnel support with the vault-like bearing rock mass.

Other examples where the use of NATM can be inadequate, or at least very little advisable, are:

- In inhomogeneous rock masses where stress concentrations on the lining can cause sudden outfalls and collapse.
- In some tunnels with high anisotropic rock stresses or loads where the co-action and arching effect do not develop.
- In urban areas where the ground is not allowed to deform in order to avoid building settlements.

At last should be mentioned the rather unsystematic use of geo-data in the ground classification where use of numerical characterization has not been established.

10. What is new in NATM?

The method relies, according to Bieniawski (1989), on the inherent strength (load-carrying capacity) of the rock masses surrounding the underground excavation which contributes to the main component in the rock support. This is achieved by a controlled deformation of the surface of the excavation allowing the inherent rock mass strength to be mobilized. To avoid loosening of the rock mass at the surface, a flexible rock support is installed generally consisting of rock bolts and shotcrete.

The NATM has sometimes been assumed to be synonymous with the use of shotcrete during tunnel excavation, probably because the NATM people often have stressed the great advantages of applying this rock supporting method in weak ground tunnelling.

Of the several principles and features which are followed when NATM is applied during execution of a tunnel project, the main feature is the concept for conservation and mobilization of the inherent strength of soil or rock mass by the application of a self-supporting ring around the tunnel. This effect has been independently advocated and applied by others, also before the development of NATM. It is likely, however, that the NATM was among the first to practically utilize this effect based on theoretical considerations.

The other main achievement of NATM is the practical use of instrumentation and monitoring. Brown (1981) is of the opinion that the early practitioners of the NATM probably were the first to make systematic use of instrumentation as an integral part of their approach to underground construction. This has resulted in significant improvements to the quality of field instruments.

Brown (1981) has summarized the role of NATM as the following:

> "The original applications of the NATM were to tunnels constructed in the Alps in rocks subjected to high in-situ stresses. Many of its essential features are far from new but it must be acknowledged that the originators and developers of the NATM have made a vital contribution to the art and science of tunnelling by encompassing them all in one unified approach."

Also, Muir Wood (1979) is of the same opinion:

> "I do find in Austria a splendid matching and continuity between design and construction."

11. Acknowledgement

This paper is a part of my dr. scient. thesis on 'A system for rock mass characterization applied in practical rock engineering.' The work is sponsored by the Norway Research Counsil (NFR) through the research program named 'System og teknologiutvikling i BA bransjen'. My sincere thanks to Öyvind Ödegård of NRF, the project leader of this research program, who has made this work possible.
I am also greatly indepted to Colin Rawlings og NGI who has given several valuable comments.

12. References

Amberg W. and Cristini F. (1986):
The new Austrian tunnelling method in railway tunnel construction.
Rasegna dei lavori pubblici, No 5, pp. 241 - 252

Barton N., Lien R. and Lunde, J. (1974):
Engineering classification of rock masses for the design of rock support.
Rock Mechanics 6, 1974, pp. 189-236.

Barton N., Lien R. and Lunde J. (1980):
Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations.
Proc. Int. Conf. Subsurface Space, Pergamon Press, pp. 553-561.

Bieniawski Z.T. (1973):
Engineering classification of jointed rock masses.
Trans. S. African Instn. Civ. Engrs., Vol 15, No 12, Dec. 1973, pp 335 - 344.

Bieniawski Z.T. (1974):
Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling.
Proc. Third Int. Congress on Rock Mechanics, ISRM, Denver 1974, pp.27-32.

Bieniawski Z.T. (1984):
Rock mechanics design in mining and tunneling.
A.A. Balkema, Rotterdam, 272 pp.

Bieniawski Z.T. (1988):
Rock mass classification as a design aid in tunnelling.
Tunnels & Tunnelling, July 1988.

Braun W.M. (1980):
Application of the NATM in deep tunnels and difficult formations.
Tunnels & Tunnelling, March 1980, pp. 17-20.

Brown E.T. (1981):
Putting the NATM into perspective.
Tunnels & Tunnelling, Nov. 1981, pp. 13-17.

Brosch F.J. (1986):
Geology and the classification of rock masses - examples from Austrian tunnels.
Bull. IAEG, No 33, 1986, pp 31 - 37.

Fenner R. (1938):
Investigations towards rock pressure knowledge. (in German) Glückauf, Ann.74, 1938, Vol.32, Essen, Germany.

Golser J. (1979):
Another view of the NATM.
Tunnels & Tunnelling, March 1979, pp. 41.

Golser J. (1980):
Recent developments in the NATM.
Water Power & Dam Construction, February 1980, pp. 35 - 39.

Golser J., Mueller P.J. and Mussger K. (1981)
Tunneling under extreme rock pressures at the Loktak Project.
Proc. 22nd U.S. Symp. on Rock Mechanics 1981, pp. 319 - 324

Haak A. (1987):
Where are the limits if the new Austrian tunnelling method?
Extracts from a discussion in Tunnel 3/87, pp. 126-128.

Hagenhofer F. (1991):
NATM for tunnels with high overburden.
Tunnels & Tunnelling, 2 pp.

Hoek E. and Brown E.T. (1980):
Underground excavations in rock.
Instution of Mining and Metallurgy, London 1980, 527 pp.

Kastner H. (1962):
Statik des Tunnel- und Stollenbaues.
Springer Verlag, Berlin.

Kleberger, (1992):
Private communications.

Lauffer H. (1958):
Classification for tunnel construction.
(in German) Geologie und Bauwesen, Vol. 24, No. 1, pp 46-51.

Martin D. (1984):
How the Austrians cracked the hard American nut with NATM.
Tunnels & Tunnelling, Dec. 1984, pp. 23 - 26.

Martin D. (1988):
TBM tunnelling in poor and very poor rock conditions.
Tunnels & Tunnelling, March 1988, pp. 22-28.

Muir Wood A.M. (1979):
Ground behaviour and support for mining and tunnelling.
Tunnels and Tunnelling; Part 1 in May 1979 pp. 43-48, and Part 2 in June 1979, pp. 47-51.

Müller L. (1978):
Removing misconceptions on the new Austrian tunnelling method.
Tunnels & Tunnelling, October 1978, pp. 29-32.

Pacher F. (1975):
The development of the New Austrian Tunnelling Method and the main features in design work and construction.
Proc. 16th Symp. on Rock Mech., pp. 223-232.

Stini I. (1950):
Geology in tunnel construction. (in German)
Springer-Verlag, Vienna.

Rabcewicz L.v. (1957):
Ankerung in Tunnelbau ersetz bisher gebräuliche Einbaumetoden.
Bauztg., Vol. 75, No. 9, Switzerland.

Rabcewicz L.v. (1964/65):
The new Austrian tunnelling method.
Water Power, part 1 and 2, November 1964 pp. 511 - 515 and January 1965 pp. 19 - 24.

Rabcewicz L.v. (1969):
Stability of tunnels under rock load.
Water Power, June, July and August 1969.

Rabcewicz L.v. (1975):
Tunnel under Alps uses new, cost-saving lining method.
Civil Engineering-ASCE, October 1975, pp. 66 - 68.

Rabcewicz L.v. and Golser J. (1973):
Principles dimensioning the support system for the new Austrian tunnelling method.
Water Power, March 1973, pp. 88-93

Rabcewicz L.v. and Golser J. (1974):
Application of the NATM to the underground works at Tarbela.
Water Power, Part 1 and 2, September and October 1974, pp. 314 - 321 and 330 - 335

Rziha F.v. (1867 and 1872):
Comprehensive textbook in tunnel construction. (in German)
730 and 868 pp.

Sattler K. (1965):
Austrian tunnelling method - Static influence and measurement. (in German)
Bauingenieur, 40, No.8, 1965, pp. 297 - 301.

Sauer G. (1988):
Further insight into the NATM.
Tunnels & Tunnelling, July 1988, pp.35 - 39

Seeber G., Keller S., Enzenberg A., Tagwerker J., Schletter R., Schreyer F. and Coleselli A. (1978):
Methods of measurements for rock support and lining in road tunnels using the new Austrian tunnelling method.
Bundesministerium f. Bauten u. Technik, Strassenforschung Heft 133, 200 pp.

Sivilingeniør Torbjørn Johansen
GeoVita as

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

VERTIKALDRENERING

Vertical Drains

Siviling. Steinar Hermann
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Vertikaldrenering benyttes til å fremskynde setningsforløpet ved belastninger på leire og til å oppnå økt skjærstyrke i anleggsperioden.

Vertikaldrenering anvendes som oftest i kombinasjon med forbelastning ved fyllinger for veger, jernbaner og flyplasser.

I de senere årene har prefabrikerte vertikaldren (båndren) nærmest fullstendig erstattet sanddren.

Erfaringer fra prosjekter viser at vertikaldrenering er teknisk/økonomisk konkurransedyktig sammenlignet med andre grunnforsterkningsmetoder og fortjener således langt større oppmerksomhet her i landet enn hva som hittil har vært tilfelle.

SUMMARY

The purpose of vertical drains is to accelerate the rate of settlements due to surcharge loading on clay deposits and further to gain shear strength during construction.

Vertical drains are normally used combined with preloading for embankment fills for roads, railways and airfields.

In recent years, prefabricated vertical strip drains have almost entirely replaced conventional sand drains.

Experience gained from projects clearly shows that preloading with vertical drains is a competitive alternative, both technically and economically, compared to other soil improvement methods. This method should therefore be considered more often than it has been in recent practice in Norway.

1 INNLEDNING

Vertikaldrenering ble anvendt første gang her i landet i 1953 av Norges Statsbaner (NSB) i forbindelse med utbedring etter et skred ved Vakås i Asker. I de påfølgende årene brukte NSB vertikaldrenering ved flere prosjekter. Statens vegvesen utførte også en del mindre vertikaldreneringsjobber i 60-årene.

Den største vertikaldreneringsjobben som er utført her i landet var for Ø-V-rullebanen på Fornebu i begynnelsen av 60-årene. Her ble til sammen 160.000 lm sanddren installert for at setningene fra den 8 - 10 m høye oppfyllingen over Storøymyra skulle være unnagjort før det faste banedekket ble lagt på, Eide (1981). Vertikaldreneringen ble vellykket og rullebanen fungerer fremdeles meget bra.

I 50-60-årene ble det brukt sanddren, både med og uten massefortrengning. Prefabrikerte vertikaldren ble introdusert her i landet på midten av 70-årene og senere brukt ved noen prosjekter.

I 1988 kunne den 30.000 m² store Koksamyra tas i bruk som en integrert del av trafikkarealene på Oslo Lufthavn, Fornebu. Med bruk av vertikaldrenering i kombinasjon med forbelastning ble dette området, med meget vanskelige grunnforhold, opparbeidet til å tilfredsstille strenge krav til overflatens jevnhet og bæreevne.

Dette prosjektet viser nok en gang at vertikaldrenering er en kostnadseffektiv metode for å gjøre unna setninger ved oppfylling på bløt grunn. Til tross for dette har ikke vertikaldrenering fått særlig anvendelse her i landet. Kanskje skyldes dette et par mislykkede forsøk i 70-årene?

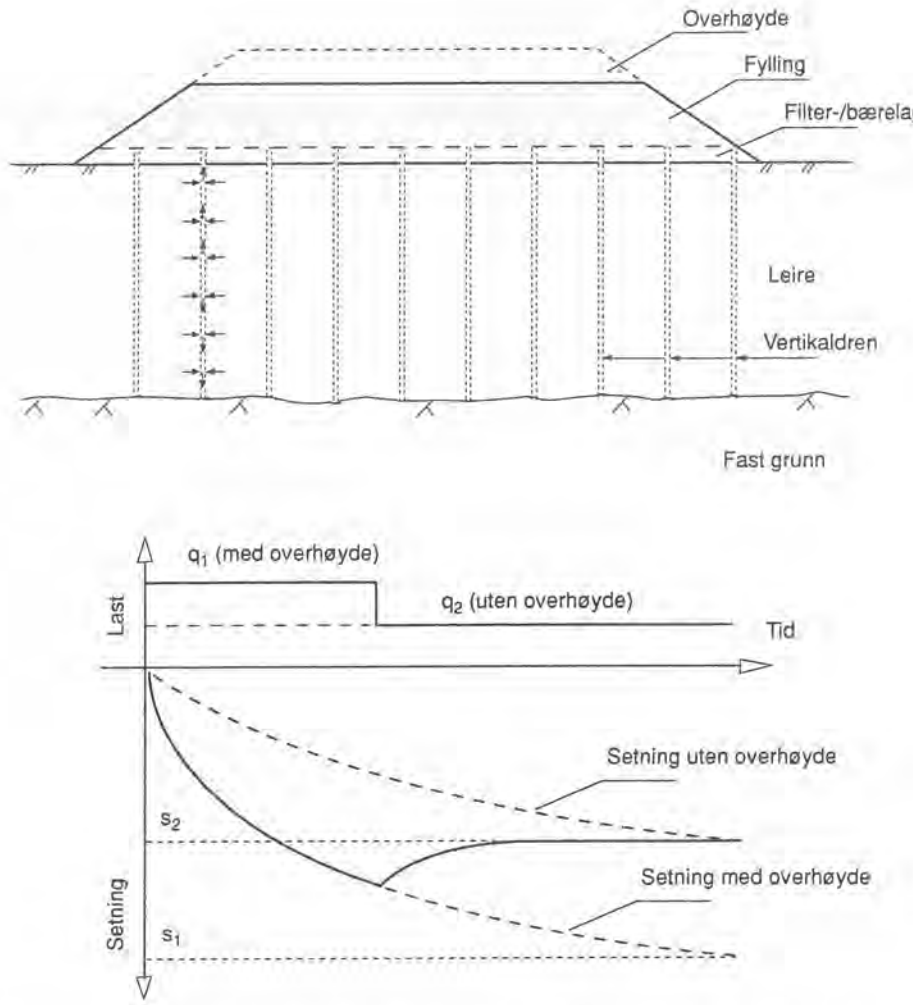
Internasjonalt benyttes vertikaldrenering i meget stor utstrekning og ved grunnforhold som likner våre egne. Vertikaldrenering er teknisk/økonomisk konkurransedyktig sammenlignet med andre grunnforsterkningsmetoder og fortjener således langt større oppmerksomhet her i landet enn hva som hittil har vært tilfelle.

2 METODE OG UTSTYR

2.1 Vertikaldrenering - formål og anvendelse

Belastninger av et tykt leirlag forårsaker setninger. Uten spesielle tiltak vil slike setninger pågå i årtier.

For å fremskynde setningene kan vi installere vertikale dren. Drensveien forkortes ved at praktisk talt all drenering skjer horisontalt inn til drenene og videre vertikalt opp gjennom disse, fig 1.



Figur 1 Prinsipp for bruk av vertikaldrenering i kombinasjon med forbelastning (overhøyde)

Når leiren konsolideres øker effektivspenningene og derav skjærstyrken. Vertikaldrenering kan således ha to formål, dvs både å fremskynde setningsforløpet og å øke skjærstyrken.

Hovedandvendelsen for vertikaldrenering er å fremskynde setningsforløpet ved belastninger på lite permeable jordarter, dvs leire, siltig leire og leirig silt. Metoden kommer som oftest til anvendelse i forbindelse med fyllinger for veger, jernbaner og flyplasser. Dette som et alternativ til andre metoder som for eksempel peling under fylling, lette fyllmasser, kalk-/sementpeler o.l.

Dersom fyllingen kan legges ut med overhøyde som fjernes igjen, vil en kunne oppnå en tilnærmet setningsfri fylling, fig 1. Stabilitetshensyn kan medføre at en må begrense høyden på forbelastningen, utføre denne i etapper eller kombinere med motfyllinger.

Ved nedsetting av vertikaldren vil massene omkring drenene lokalt omrøres og skjærstyrken reduseres midlertidig. Dette gjelder spesielt i meget sensitive leirer og bør tas hensyn til dersom stabiliteten i utgangspunktet er kritisk. Skjærstyrkeøkning som skjer på grunn av konsolidering bidrar til å redusere effekten av denne omrøringen.

Effekten av vertikale dren har nøye sammenheng med leirens setningsegenskaper. Ved meget store prosjekter hvor det ikke foreligger tilstrekkelig erfaringer både med hensyn til grunnforhold og drenstyper, kan det være riktig å utføre en prøvefylling som et ledd i prosjekteringen.

En avgjørende forutsetning for at vertikaldrenering skal ha noen særlig effekt er at tilleggsbelastningen i vesentlig grad overstiger tidligere forbelastning. Organiske jordarter og høyplastiske leirer med store sekundærsetninger vil som regel være mindre godt egnet for vertikaldrenering enn de magre leirtypene.

2.2 Drenstyper og installering

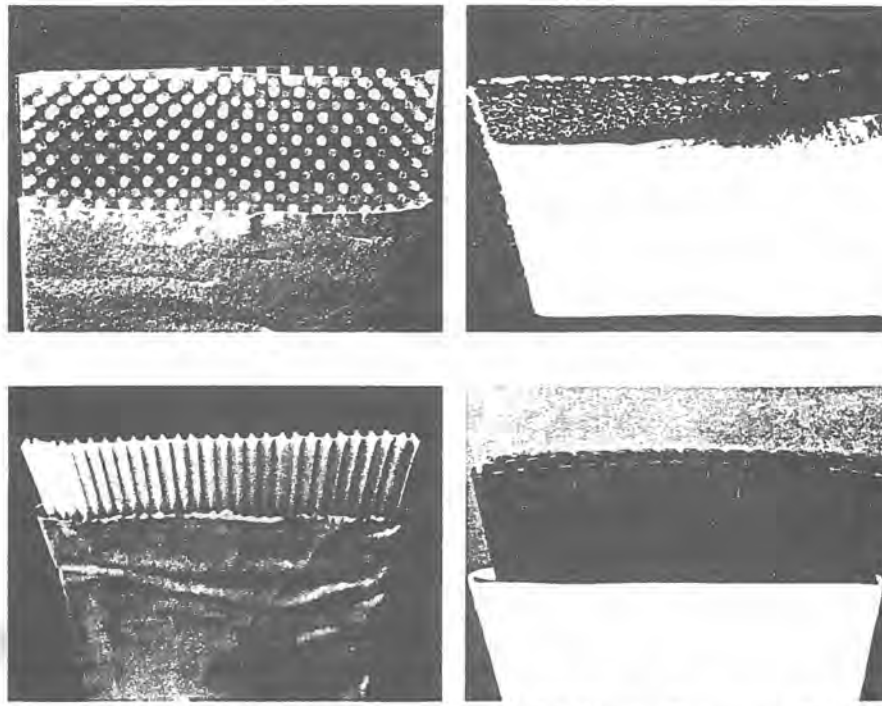
Frem til slutten av 60-årene var bruk av sanddren mest vanlig. Tradisjonelle sanddren har diameter varierende fra 15 - 50 cm og installeres med eller uten massefortrengning.

I dag benyttes nesten bare prefabrikerte vertikaldren (bånddren). Disse består av en flat permeabel plastkjerne som omsluttes av en filterduk. Tykkelsen varierer fra 4 - 6 mm og bredden er vanligvis 100 mm. Det finnes spesialdren med bredde opp til 300 mm. Tilbudet av ulike typer dren er meget stort. Fig 2 viser eksempler på noen utvalgte typer, Hansbo (1990).

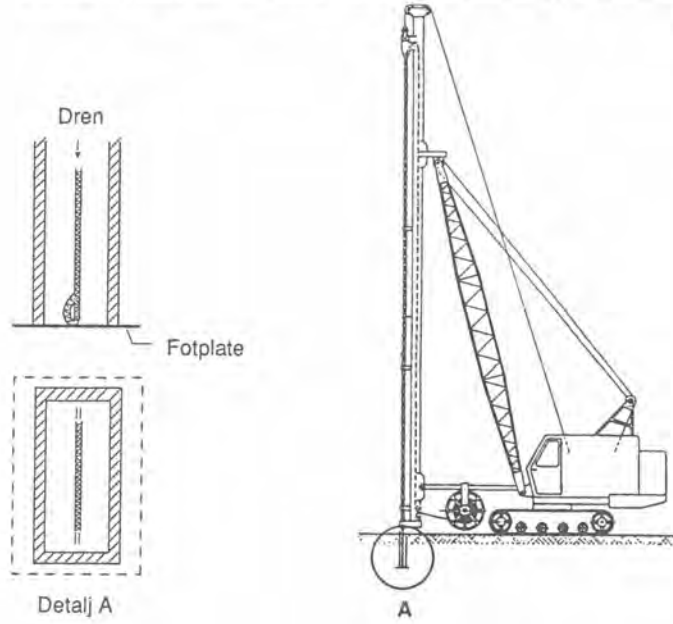
Vanlig senteravstand mellom drenene er 1,0 - 3,0 m. Maksimal installeringsdybde avhenger av grunnforholdene. Installeringsdybder på 20 - 25 m i bløt leire er vanligvis ikke noe problem. Det finnes eksempler på at slike dren er installert ned til 60 m dybde.

Til installering av prefabrikerte vertikaldren benyttes en drenstikker som omslutter og beskytter drenene ved nedpressing i bakken, fig 3. Drenstikkeren er enten montert på en spesialmaskin eller en vanlig pelerigg. Drenstikkeren presses vanligvis ned statisk. Ved lokale faste lag med stor motstand benyttes også ramming. Vanligvis består drenstikkeren av et rektangulært hulprofil, men det brukes også spesialprofiler. For å redusere omrøringen bør tverrsnittet av drenstikkeren begrenses så mye som mulig.

I enden av drenstikkeren benyttes en fotplate som drenene er festet til. Fotplaten skal hindre innpressing av leire under nedpressingen og sørge for forankring av drenene ved opptrekk av drenstikkeren.



Figur 2 Eksempel på prefabrikerte vertikaldren (bånddren). Fra venstre til høyre, ovenfra og nedover: Alidrain, Colbond, Geodrain og Mebradrain



Figur 3 Utstyr for installering av prefabrikerte vertikaldren

Før installering av dren bør vegetasjon og matjord tas bort. Deretter bør det legges ut 30 - 50 cm tykt sand-/gruslag evt i kombinasjon med en geotekstilduk. Dette fungerer både som drenslag og bærelag for maskiner/utstyr.

3 DIMENSJONERING

Metoder og beregningsformler for dimensjonering av vertikale dren som er presentert i litteraturen bygger alle på det teoretiske grunnlaget utviklet av Barron (1948) og Kjellmann (1948). Formlene er senere modifisert av Hansbo (1979) for bruk i forbindelse med prefabrikerte vertikaldren (bånddren). Hansbo tar hensyn til at drenene har begrenset strømningskapasitet og inkluderer effekten av omrøring på grunn av massefortrengning ved installering.

På grunnlag av den generelle formelen er det utarbeidet en del dimensjoneringsdiagrammer som kan være nyttige i forbindelse med praktisk dimensjonering, fig 4. Ved bruk av slike diagrammer er det viktig å være klar over hvilke forutsetninger som kan være innarbeidet.

Den beregningsmessige effekten av vertikaldren avhenger av en rekke parametre både for jordas og drenenes egenskaper. De to parametrene som er av desidert størst betydning er drensavstand og horisontal konsolideringskoeffisient, c_h.

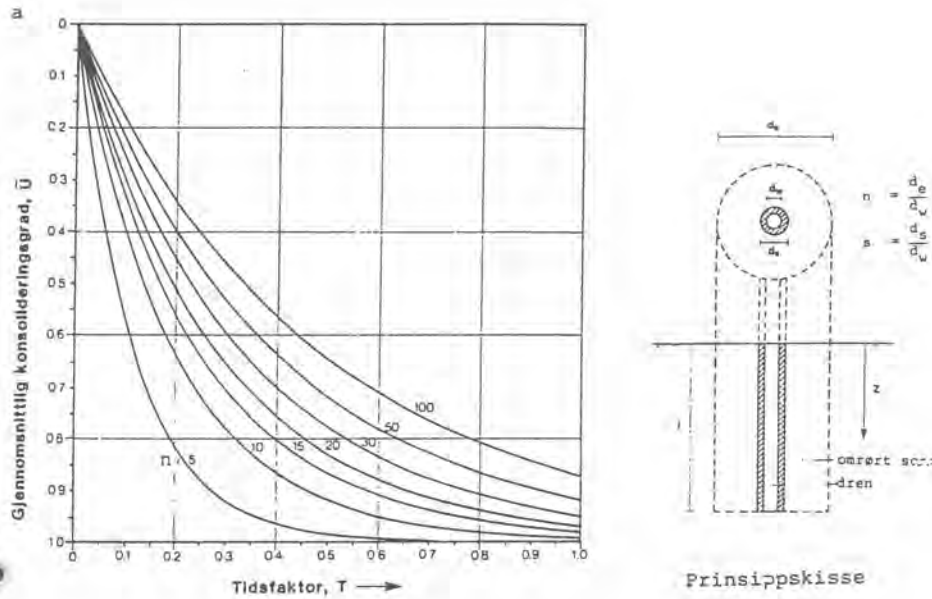
Vanligvis kan c_h bestemmes på basis av en vurdering av forholdet c_h/c_v, hvor c_v er vertikal konsolideringskoeffisient bestemt ved ødometerforsøk i laboratoriet. Forholdet c_h/c_v varierer betydelig avhengig av lagdeling. I litteraturen, Rixner mfl. (1986), gjengis en del erfaringstall. For typiske norske bløte leiravsetninger med moderat lagdeling er det grunn til å anta at c_h/c_v varierer i området 2-5.

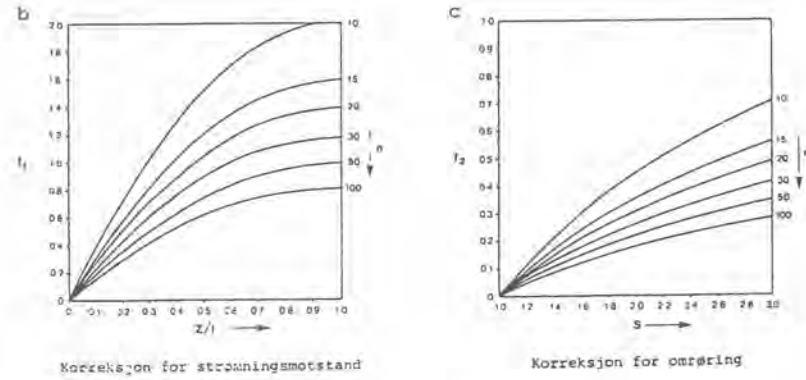
c_h kan også bestemmes in situ ved hjelp av CPTU-forsøk. CPTU-sonden stoppes i aktuelle dybder og man foretar måling av poretrykksutjevning. På dette grunnlag beregnes c_h.

Praktisk dimensjonering av vertikaldren består som oftest i å foreta en teknisk/ økonomisk optimalisering hvor man varierer drensavstand, forbelastning og konsolideringstid. I noen tilfeller kan konsolideringstiden, dvs disponibel tid fram til ferdigstillelse, være gitt på forhånd. I typiske norske leirer vil minimum konsolideringstid være 6-7 mnd ved bruk av vertikaldrenering.

Ved dren som er kortere enn ca 20 m vil dreneringskapasiteten, q_w, for kjernen vanligvis ikke være noen begrensende faktor.

Dimensjoneringsformler for vertikaldren tar bare hensyn til konsolidering, i horisontal retning inn mot drenene. Setningsforløpet påvirkes også av konsolidering i vertikal retning. Denne påvirkningen er størst ved små dybder og bør medtas når leirdybdene er mindre enn ca 10 m.





$$T = \left[\frac{1}{1 + f_1\frac{k_h l^2}{q_w} + f_2\left(\frac{k_h}{k_r} - 1\right)}\right]\frac{c_h}{d_e^2}\,t \qquad \text{Tidsfaktor}$$

Her er: c_h = horisontal konsolideringskoeffisient (m^2/år)
k_h = horisontal permeabilitetskoeffisient (m /år)
k_r = hor. permeabilitetskoeff. i omrørt sone (m/år)
q_w = drenets vanntransportkapasitet (m^3/år)
t = tid (år)

Figur 4 Dimensjoneringsdiagram for vertikale dren, Langø (1985)

I sensitive og lagdelte leirer kan omrøring på grunn av massefortrengning ved installering nedsette effekten av drenene. For å begrense denne effekten, bør avstand mellom drenene ved slike grunnforhold være minst 1 m.

4 PROSJEKTERFARINGER

NGI har gjennom årenes løp vært involvert i en rekke prosjekter som inkluderer bruk av vertikaldrenering. Her presenteres erfaringene fra tre utvalgte prosjekter.

4.1 Koksatjernet, Oslo Lufthavn Fornebu

I forbindelse med opprustning av nærområdene ved Oslo Lufthavn, Fornebu, ønsket Luftfartsverket å gjenfylle Koksatjernet og opparbeide oppstillingsplasser for avising av fly og eventuelt fylling av drivstoff.

Koksatjernet ligger ca 300 m vest for hovedterminalen på Fornebu. Tjernet ble tappet ned i 1956. Området har nærmest vært å betrakte som et myrterreng med en del bjørkeskog og tett kratt.

Hvis området skulle benyttes for fylling av drivstoff, ble det fordret meget strenge krav til deformasjoner i grunnen. Fallet på ferdig dekke måtte ikke overstige 1:200 i flykroppens lengderetning under fylling av drivstoff. Likeledes må fyllingen ha tilstrekkelig bæreevne for å kunne oppta de store konsentrerte belastningene fra flyene uten fare for grunnbrudd.

Luftfartsverket har periodevis helt siden 1977 arbeidet med ulike planer for dette prosjektet uten at noen har kommet til utførelse. I mars 1985 ble det derimot igangsatt planleggingsarbeider med forutsetning om at området skulle være ferdig til bruk våren 1987.

NGI har helt fra starten av vært geoteknisk rådgiver og utført felt- og laboratorieundersøkelser, utredet alternative tekniske løsninger og utført geoteknisk kontroll og oppfølging av anleggsarbeidene.

Grunnforhold og problemstilling

Grunnen i Koksa består av 2,5 m myr over meget bløt kompressibel leire, fig 5. Leiras udrenerte skjærstyrke (s_u) varierer fra 7 - 8 kPa i toppen til 25 kPa i 25 m dybde. Fjelltopografien har hoveddrag i NØ-SV retning med to leirfylte dyprenner atskilt med en smal fjellrygg nær midten av området. Dybden til fjell varierer fra 5 - 27 m. Fjellet er dekket av et tynt sand-/gruslag.

Figur 5 Grunnen i Koksa består av 2,5 m myr over bløt kompressibel leire til fjell i 5-27 m dybde

Setningenes størrelse og tidsforløp var avgjørende for valg av teknisk løsning. Beregninger viste at med vanlig oppfylling ville setningene bli inntil 2,0 - 3,0 m der dybdene til fjell var størst. Halvparten av setningene ville være unnagjort i løpet av 7 - 8 år, mens mesteparten ville være unnagjort i løpet av 35 - 40 år etter oppfylling. Dette var selvfølgelig ikke akseptabelt.

Alternative løsninger

For å tilfredsstille kravet om bruk av området ett år etter avsluttet oppfylling og ivareta hensynet til setninger og bæreevne, ble følgende alternativer vurdert:

- Peling under fylling

  Teknisk er dette en attraktiv løsning fordi området kan tas i bruk umiddelbart etter oppfylling. Kostnadsmessig kom det derimot dårlig ut. Dette skyldes store fjelldybder, skrått fjell og dårlig fremkommelighet for pelerigg.

- EPS fylling

  På toppen av en EPS-fylling er det påkrevet med en ca 1,5 m tykk overbygning. Tilleggsbelastningene på grunnen gir uakseptable setninger (0,3 - 0,9 m) som strekker seg over flere tiår. Kostnadsmessig kom EPS-alternativet også dårlig ut.

- Vertikaldrenering

  Vertikaldrenering ble til slutt valgt på basis av en teknisk/økonomisk sammenligning. Med rikelig tilgang på billig stein, kom dette kostnadsmessig meget gunstig ut. Fylling med overhøyde ble valgt for ytterligere å fremskynde setningene. Avstanden mellom drenene og oppfylling med overhøyde ble tilpasset fjelltopografien. Dette ble valgt for å utjevne differensialsetningene.

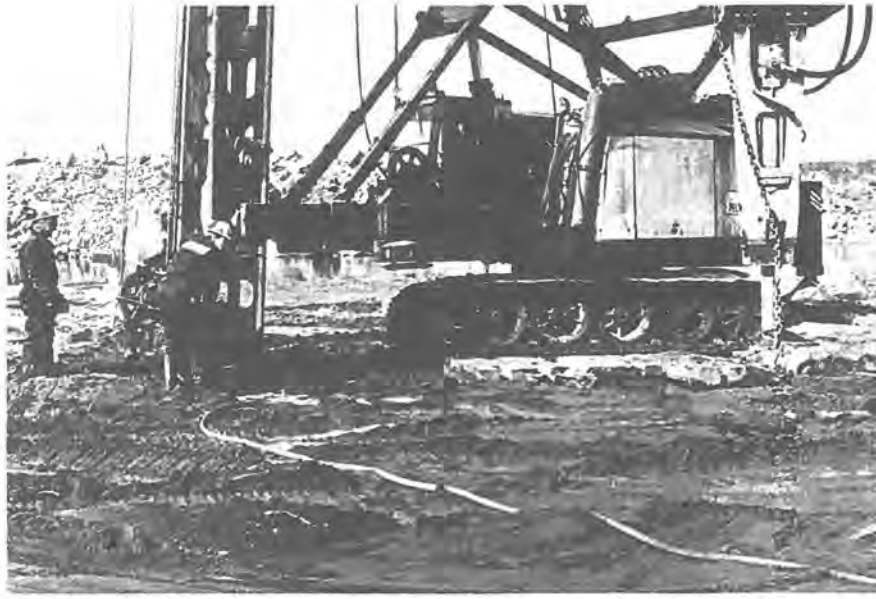
Utførelse med vertikaldrenering

Myrlaget ble gravd bort fordi setningene i myrmassene ville ha tatt vesentlig lengre tid enn den som var til rådighet. Tilsammen ble det utgravd 45 000 m^3 torv-/myrmasser. Anleggsveger, bygd opp av fiberduk, geonett og 0,8 - 1,0 m sand, ble anlagt direkte på myra. Dette fungerte tilfredsstillende, unntatt på de bløteste partiene. Her oppsto mindre lokale grunnbrudd. Suksessivt med utgraving ble det lagt ut en lett fiberduk, geonett og fylt opp med ca 1 m sand. Dette fungerte som fundament for de videre arbeidene.

Prefabrikerte vertikaldren av typen Colbond CX 1000 ble brukt. Bredden er 100 mm og tykkelsen 5 mm. Drenene ble installert med en vanlig pelerigg påmontert drenstikker, som beskytter drenene ved nedpressing i bakken, fig 6. I enden av drenstikkeren ble det montert en fotplate med en hank hvortil drenene ble festet. Fotplaten hindrer innpressing av leire under nedpressing og sikrer forankring av drenene ved opptrekk av drenstikkeren.

Drenene ble satt i et trekantmønster, med avstand 1,25 m og 1,75 m, avhengig av fjelltopografien. Drenene ble ført ned til kote -10 m i leira eller til fjell, fig 6. Ferdig installerte dren ble kappet 15 cm over bakken. Peleriggen trafikkerte direkte på sandlaget, unntatt på de bløteste partiene hvor det ble brukt kjørelemmer. Det ble installert 130 000 lm vertikaldren fordelt på 9900 hull. Skiftkapasiteten lå på 2000 - 3000 lm. Enhetsprisen, inkludert alle tillegg, var kr 12,10 pr lm.

Installering av vertikaldrenene var planlagt utført på høsten før frosten satte inn. Arbeidene ble forsinket og igangsatt først i januar. I denne perioden var det meget kaldt med temperaturer ned mot -20°C og sterk vind. Dette skapte en del problemer. På grunn av tele i sandlaget måtte det dores før montering av drenene. Likeledes var det problemer med at den bløte leira frøs fast til drenstikkeren.



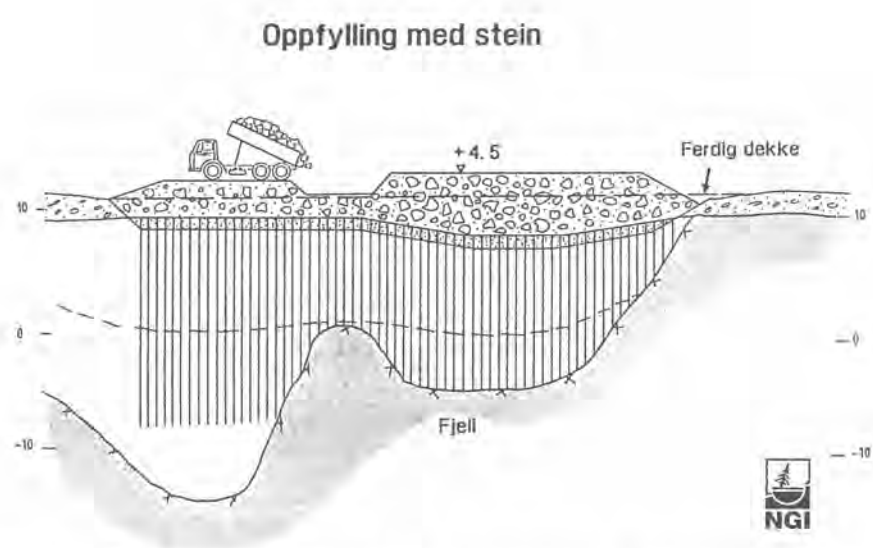
Figur 6 Prefabrikerte vertikaldren ble installert med pelerigg påmontert drenstikker

Ved oppstart oppsto det problemer med å forankre drenene i riktig dybde. Tidligere måtte man oppgi drensjobber på grunn av slike problemer. Årsaken til problemet er at det ved nedpressing av drenstikkeren bygger seg opp trykk foran fotplata. Dette gjør det vanskelig å få frigjort fotplata ved opptrekk av drenstikkeren. For drenene som ble ført til fjell var ikke dette noe problem, fordi trykket her ble utlignet i sand-/gruslaget over fjell.

Problemet ble løst ved å fylte litt vann ned i drenstikkeren før opptrekk. På grunn av sterk kulde ble det benyttet varmt vann. Dette hadde den positive tilleggseffekten at drenstikkeren ble oppvarmet og man unngikk problemer med at leire frøs fast. Forsinkelsene som oppsto på grunn av dette ble heldigvis langt mindre enn hva man først fryktet.

Suksessivt med installering av dren ble det foretatt oppfylling med sprengstein i lagtykkelser på 1,5 m. Steinmassene ble komprimert i forbindelse med dosing fra endetipp. Prosjektert oppfyllingshøyde ble tilpasset de forventede setningene i de ulike delene av området, fig 7. På grunn av den knappe tiden frem til ferdigstillelse, ble det besluttet å legge ut hele fyllingen med overhøyde.

Tidligere erfaringer fra dypdrenering over Storøymyra viste at slike oppfyllinger medfører en midlertidig heving av grunnvannstanden. Dette reduserer effekten av vertikaldrenene. For å holde grunnvannstanden nede og samle opp og lede bort vann som ville strømme opp gjennom drenene, ble det etablert et system av pumpekummer. I sandlaget ble det også lagt ned noen perforerte drensrør med fall inn til kummene.



Figur 7 Oppfylling med overhøyde ble tilpasset forventede setninger i de ulike delen av området

Mellom kummene ble det lagt en pumpeledning. Dette systemet viste seg å fungere bra.

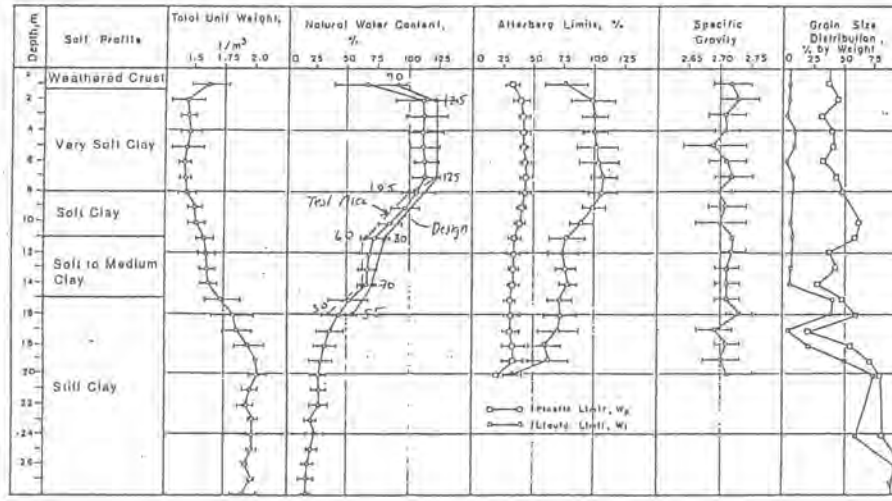
Det ble utført regelmessige setningsmålinger. I SØ dyprenne var målte setningene noe mindre enn de teoretisk beregnede. Årsaken er at denne dyprennen er relativt "trang", noe som er vanskelig å ta hensyn til i beregningene. I NV dyprenne var derimot overensstemmelsen god. Overhøyden på ca 1 m ble fjernet og området ble opparbeidet og ferdigstilt som planlagt. Området fungerer meget bra og det er ikke registrert setninger som skaper problemer for driften.

4.2 Second Bangkok International Airport (SBIA)

Luftfartsmyndighetene i Thailand har i over 20 år arbeidet med planer om en ny internasjonal flyplass i Bangkok. Det har i løpet av denne tiden blitt gjennomført flere planleggingsfaser hvor geotekniske spørsmål har vært et vesentlig element. Det har blant annet blitt utført omfattende feltforsøk både i perioden 1972-74 og i perioden 1983-84. NGI hadde en sentral rolle som geoteknisk hovedrådgiver i 1972-74 og var dessuten engasjert som geoteknisk rådgiver høsten 1992 i forbindelse med et studium av forskjellige prosjekteringsløsninger for anleggelse av rullebaner, flyoppstillingsplasser og veier med et samlet areal på 2,4 millioner kvadratmeter.

Grunnforhold og problemstilling

Grunnforholdene er karakterisert ved et øvre ca 15 m tykt, svært bløtt og kompressibelt leirlag, kjent som Bangkok Clay. Under dette laget ligger et ca 10 m tykt lag med stiv leire. Et jordprofil med indeksegenskaper for de øvre leirlag er vist på fig 8. Under den stive leiren finnes det lag av sand, grus og leire til mer enn 500 m dybde.



Figur 8 Typisk jordprofil, SBIA

I løpet av de siste 40 år er det pumpet grunnvann fra de dypereliggende sand- og gruslag til vannforsyning i Bangkok. Dette har ført til store undertrykk i porevannet. Det ble registrert 400 kPa undertrykk i 150 m dybde for 20 år siden. På grunn av store terrengsetninger av størrelsesorden 1 - 2 m har det i senere år blitt innført restriksjoner på bruk av grunnvann. Det er imidlertid fremdeles et betydelig undertrykk i grunnen og det er en rekke praktiske og politiske problemer knyttet til gjennomføringen av slike restriksjoner. I sandlaget på ca 25 m dybde er det i dag et poreundertrykk av størrelsesorden 150 kPa.

Problemet ved prosjektering av veier, plasser og rullebaner er hvordan begrense og ha kontroll over setningen. Området er meget flatt. Det ligger nært havnivået og er utsatt for oversvømmelse. Det er derfor vanskelig å senke veier, plasser og rullebaner ned i terrenget. Tørrskorpen er tynn og en viss tykkelse av en vanlig overbygning må til for å oppnå tilstrekkelig bæreevne. En tilleggslast på terreng av størrelse 40-50 kPa er derfor rimelig å anta dersom overbygningen bygges opp av vanlige masser og kote topp av dekker skal tilfredsstille gitte krav til høyder. De store undertrykk i de dypereliggende lag representerer også en utfordring. Store setninger vil inntreffe dersom dette undertrykket får spre seg opp i den bløte leiren.

Alternative løsninger

NGIs oppdrag omfattet gjennomgang av alle tenkelige løsninger, samt å gjennomføre en forenklet prosjektering av de mest lovende løsninger som grunnlag for en kostnadsanalyse. Økonomiske og tekniske sammenligninger skulle til slutt danne grunnlag for en endelig anbefaling av prosjekteringsmetode.

En lang rekke konsepter ble vurdert. Både vel kjente metoder så vel som de mer eksotiske. Etter første runde sto en igjen med følgende alternativer som ble gjenstand for en forenklet prosjektering:

- Forbelastning med vertikaldren
- Grunnforsterkning ved kalk/sement peler
- Avlastningspeler under fylling eller pelet frittspennende plate
- Lette fyllmasser

Alle disse alternativer ble vurdert å være teknisk gjennomførbare. Det hefter usikkerheter av psykologisk, teknisk eller kostnadsmessig art ved alle alternativer. Slike usikkerheter er geografiske variable. En metode som er velprøvet i en del av verden kan for eksempel bli møtt med stor skepsis på et sted hvor metoden aldri er benyttet. Å prise metoder som sjelden eller aldri er benyttet på det aktuelle sted er også vanskelig.

Anbefalt løsning

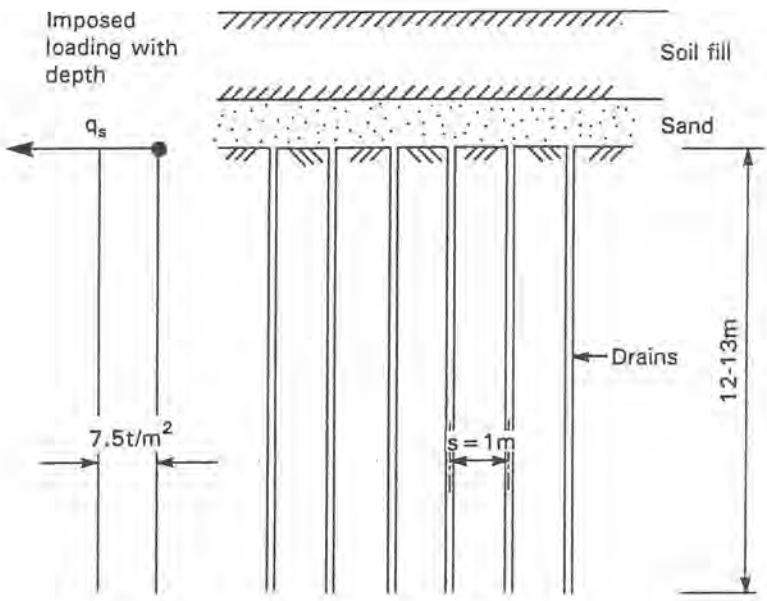
Forbelastning med vertikaldren for å fremskynde konsolideringsprosessen kom ut som det klart billigste alternativet. Samlet kostnad pr m^2 inklusivt fast dekke lå ca. 30% under det nest billigste alternativ. Fig 9 viser prinsipp for anbefalt løsning.

Forbelastning med vakuum, vann og jordfylling ble vurdert. Vakuum har den store fordel at en unngår stabilitetsproblemer ved belastning. Den bløte og plastiske Bangkok-leiren krever svært slake fyllinger for å unngå store uønskede lateral-deformasjoner. En tradisjonell jordfylling kom imidlertid mest gunstig ut fordi en stor del av fyllmassene kan tas fra nærliggende områder.

Forskjellige typer dren ble også vurdert. Konklusjonen ble at et prefabrikert dren var å foretrekke fremfor sand-dren både av økonomiske og tekniske grunner.

Nødvendig tid for å utføre en grunnforsterkning ved forbelastning med vertikaldren ble antatt å være totalt fire år for hele området. Det ble antatt at fyllmassene kan brukes om igjen 4 ganger innen området slik at effektiv forbelastningstid er noe under et år. Totaltiden på fire år var en prosjektforutsetning satt av byggherren.

Feltforsøkene i perioden 1983-1984 omfattet prøvefyllinger med sand-dren. Det ble anbefalt å gjennomføre et nytt feltforsøk med prefabrikerte dren før detaljprosjekteringen av arbeidene. Disse forsøkene er nå under planlegging for utførelse.



Figur 9 Prinsipp for anbefalt løsning med forbelastning og prefabrikerte vertikaldren

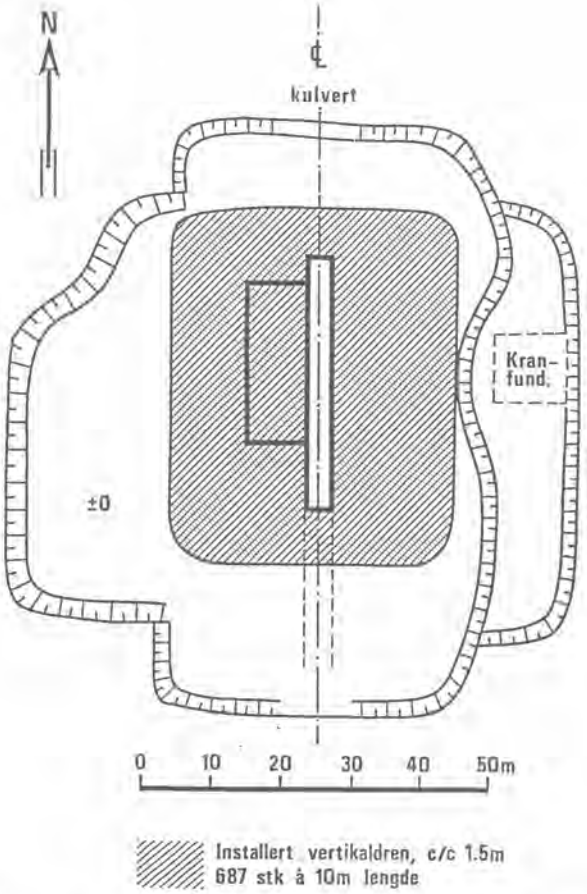
4.3 Fliskulvert Lierstranda

I forbindelse med utgraving av en byggegrop for en fliskulvert i et utfylt område på Lierstranda i 1979 inntraff det grunnbrudd.

Opprinnelig sjøbunn var ca kote -1 og var oppfylt til kote +1,7. Fliskulverten skulle graves ut til ca kote 2,1, dvs 3,8 m dyp i en lengde av 40 m og bredde på det dypeste partiet på ca 6 m. Utgravingen ble utført i åpen byggegrop med terrengavlastning til ca 2 m dybde i 10 m bredde for å sikre stabiliteten, fig 10.

Grunnforholdene består under fyllmassene av bløt normalkonsolidert siltig leire til stor dybde.

Årsaken til grunnbruddet var at det ble gravet 0,5 m dypere enn beskrevet. Etter grunnbruddet ble terrenget til sidene avlastet i 40 m bredde, fig. 10. Selv om bunnen av byggegropen da stabiliserte seg og man fikk satt i gang utstøping av kulverten var det helt tydelig at forholdene var helt labile og man fryktet at tilbakefylling rundt kulverten ville presse denne opp. Piezometere ble installert nær bunn av byggegropen. Disse viste poretrykk tilsvarende overlagringstrykket, dvs null effektivspenning, og bekreftet at tilstanden var helt labil.

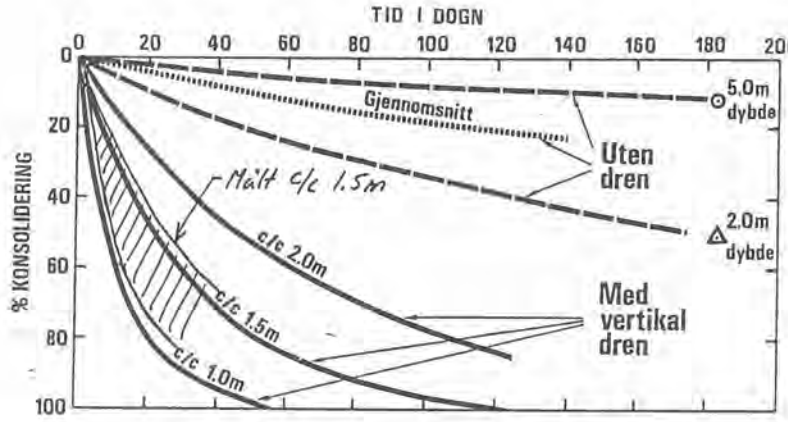


Figur 10 Oversikt som viser terrengavlastning og område hvor det ble installert vertikaldren

For å redusere poretrykkene og sikre stabiliteten under tilbakefylling inntil kulverten ble det først gjort et lite forsøk med elektro-osmose. Dette ga skuffende liten virkning. Det ble da besluttet å installere vertikaldren. Selv om slikt utstyr ikke var direkte tilgjengelig i Norge på den tid, fikk man overraskende raskt mobilisert en rigg fra Sverige. Vertikaldrenene ble satt ned med c/c 1,5 m til 10 m dybde i en bredde på 10 m til hver side av kulverten, fig 10.

Observert konsolideringsforløp etter at dren var etablert og gropen tilbakefylt er vist i fig 11. Det var helt i tråd med teoretisk beregnet forløp. Effekten av drenene ble også bekreftet ved observerte poretrykk utenfor området der dren var installert. Det ble ikke observert noen tendenser til hevning av kulverten under tilbakefyllingen og heller ikke nevneverdige setninger. Løsningen fungerte med andre ord meget godt.

Kostnadene for installasjon av drenen var dengang kr 10 pr lm.



Figur 11 Beregnet og observert konsolideringsforløp

5 KOSTNADER

Kostnader ved installering av vertikaldren avhenger i betydelig grad av størrelsen på prosjektet. I tillegg kommer variasjoner i lokalt kostnadsnivå slik at erfaringstall ikke alltid et direkte sammenlignbare.

Rixner mfl. (1986) opererer med gjennomsnittlige erfaringstall fra USA hvor enhetsprisen pr. lm ferdig installerte prefabrikerte vertikaldren er US$2.50 - US$3.25. Dette inkluderer ikke bærelag, rigg og evt forboring gjennom faste toppmasser.

I Sverige, Bohm mfl. (1991), opereres med tilriggingskostnder på SEK 10 000,- og en midlere løpemeterpris på SEK 13,- for ferdig installerte dren.

Disse tallene stemmer godt overens med våre erfaringer bl.a. fra Koksatjernet.

6 REFERANSER

Barron, R.A. (1948)
Consolidation of fine-grained soils by drain wells.
American Society of Civil Engineers. Transactions, b. 113, s. 718-747.

Bohm, H., L. Henricsson og K-E. Jansson (1991)
Geokalkyl. Schabloniserad kalkylmetod för markbyggnadskostnader.
Stockholm. Statens råd för byggnadforskning - T7:1991.

Eide, O. (1981)
Drenering og markforsterkning ved installerte vertikaldren.
Fjellsprengningsteknikk - bergmekanikk - geoteknikk. Oslo 1981. Foredrag, s. 35.1 - 35.15.

Hansbo, S. (1979)
Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains.
Ground Engineering, b. 12, nr. 5, s. 16-25.

Hansbo, S. (1990)
Vertikaldränering. 11s.
Stockholm. Statens råd för byggnadsforskning - T2:1990.

Hermann, S. (1989)
Forbedring av byggegrunn. Vertikal drenering.
Norske Sivilingeniørers Forening. Kurs Trondheim 1989. Praktisk anvendelse av geoteknikk ved valg av tekniske og økonomiske løsninger i bygg og anlegg.

Hermann, S. (1993)
Vertikal drenering: Oppfylt myrområde setningsfritt på rekordtid.
Våre Veger, b. 20, nr. 4, s. 37-39.

Holtz, R.D. (1987)
Preloading with prefabricated vertical strip drains.
Geotextiles and geomembranes, b. 6, s. 109-131.

Kjellmann, W. (1948)
Accelerating consolidation of fine-grained soils by means of cardboard wicks.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2. Rotterdam 1948. Proceedings, b. 2, s. 302-305.

Langø, H. (1985)
Vertikaldrenering.
Norske Sivilingeniørers Forening. Kurs Gol 1985. Forbedring av bygge-grunnen - metoder og muligheter.

Rixner, J.J., S.R. Kraemer og A.D. Smith (1986)
Prefabricated vertical drains. Vol. 1: Engineering guidelines.
Federal Highway Administration. Report No. FHWA-RD-86/168.

Statens vegvesen (1993)
Grunnforsterkning.
Veiledning til: Statens vegvesen. Håndbok 018. Vegbygging.
Under utarbeidelse.

Sverige. Vägverket. Serviceavdelingen. Väg- och Brokonstruktion (1989)
Vertikaldränering. Allmän teknisk beskrivning. Metoder.
Publikation 1987:30.

FJELLSPRENGNIGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

PÅLEANALYSER, RAMMEFORMEL SETT I LYS AV STØTBØLGJETEORI.

PILE ANALYSIS, THE PILEDRIVINGFORMULA EVALUATED ON THE BASIS OF STRESSWAVE THEORY

Siv.ing Gudmund Eiksund
NTH, Inst. for geoteknikk

Professor Steinar Nordal
NTH, Inst. for geoteknikk

SAMANDRAG

Rammeformelen vert i denne artikkelen samanlikna med ein numerisk reknemodell basert på støtbølgjeteori. I reknemodellen vert mellom anna påletverrsnitt, fallhøgd, loddvekt og rammemotstand variert for å studere kva verkning det har på resultatet frå rammeformelen. Relativt store variasjonar i bereevne og/eller talet på slag pr. meter er funne og praktisk bruk av rammeformelen blir diskutert i lys av dette.

SUMMARY

The piledrivingformula is in this paper compared with a numerical model based on stress wave theory. In the numerical model the pile geometry, dropheight, hammer weight and driving resistance is varied to study what influence these variations have on the driving resistance predicted by the pile driving formulae. Relatively large variations in driving resistance and/or blow count is found, and the pile driving formula is discussed on this basis.

1. Innleiing

Rammeformelen vert nytta til å vurdere bereevne av pålar under ramming og som reiskap til val av rammeutstyr. Resultat frå rammeformelen har synt stor variasjon samanlikna med statiske bereevneforsøk. Dette kjem dels av at det i mange tilfelle er stor skilnad mellom langtids statisk bereevne og den dynamiske motstanden under ramming, og dels av at rammeformelen er ei sterk forenkling av det kompliserte kraftspelet mellom hammar, påle og jord.

Målet med dette innlegget er:

- Å gje betre innsikt kva som skil rammeformelen frå metodar basert på støtbølgjeteori.
- Å samanlikne ulike uttrykk for tapsleddet i rammeformelen og å vurdere formelen opp mot ein reknemodel basert på støtbølgje teori.

Motivering for å vurdere rammeformelen ut frå støtbølgje teori:

- Når ein skal undersøkje kor god ein rammeformel er, er det vanleg og samanlikne med statiske prøvebelastningar sjølv om det i mange tilfelle er stor skilnad på dynamisk motstand under ramming og statisk bereevne. I rammeformelen nyttar ein storleikar frå ramming av pålen. Det vil difor vere interessant å samanlikne formelen med eit godt definert reknedøme der ein numerisk simulerer den dynamiske oppførselen til pålen under ramming. I eit slikt reknedøme kan ein velje oppførselen til jorda, og ein har tillegg kontroll med kvar det vert av energien. Ein kan på den måten undersøkje korleis dei ulike arbeidsledda i rammeformelen samsvarer med støtbølgje teorien.

2. Rammeformelen

I prinsipp er dei fleste rammeformlar bygd på følgjande arbeidslikning:

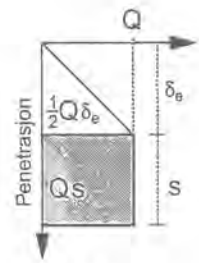
Energi levert av hammaren = Plastisk arbeid + tapsledd

For å estimere tapsleddet er det vanleg å multiplisere ein estimert elastisk deformasjon av pålen med rammemotstanden. Tap i pute og slaghette blir lagt inn i verkningsgrada til rammeutstyret. Likninga vert då, jfr. Fig.1.

$$\eta mgH = Q(s+\frac{1}{2}\delta_e) \qquad (1)$$

Der: η = verkningsgrad — Q = rammemotstand
m = masse hammar — s = synk pr. slag
H = Fallhøgd — δ_e= elastisk deformasjon
ηmgH = tilført energi

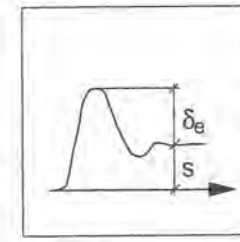
For å nytte rammeformelen må tilført energi, synk og elastisk deformasjon bestemmast. Tilført energi kan målast ved instrumentering av pålen. I mange tilfelle kan ein ut frå erfaring med rammeutstyret ha rimeleg god



Figur 1

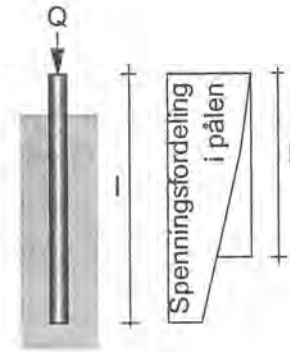
kontroll med tilført energi. Synken måler ein under ramming som slag pr. meter. Den elastiske deformasjonen har ein fleire metodar for å finne. Eg vil sjå nærare på tre av desse metodene:

Metode 1: **Forskyvningsmåling på påletoppen,** Fig.2 Denne metoden er mykje brukt til kontroll under ramming. Metoden er enkel og høver godt til å registrere om ein har store elastiske deformasjonar i jorda. Dette er ofte tilfelle i siltige jordartar der det kan byggjast opp sug i porevatnet rundt pålespiss. Chellis 1961 [1]



Figur 2

Metode 2: **Elastisk deformasjon utifrå statisk kraftfordeling langs pålen,** Fig.3 $\delta_e = Ql_e/AE$, Der l_e er ei ekvivalent elastisk lengd. I Peleveiledningen [2] er αl nytta i staden for l_e. Mykje tyder på at synken er uavhengig av pålelengda når pålane er over ei viss lengd, og at l_e er tilnærma konstant for ein gitt kombinasjon av påle tverrsnitt og rammeutstyr. Elastisk lengd er difor meir generelt enn ein α faktor, som vil variere med påle lengda.

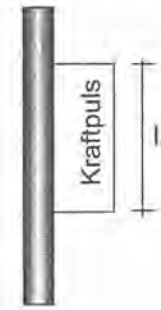


Figur 3

Metode 3: **Elastisk deformasjon $\delta_e = mv_o/Z$.** Fig.4 Dette uttrykket er utleia frå støtbølgjeteori og impulssatsen, der m er hammarmasse, v_o er fart til hammaren i støt tidspunktet og Z er akustisk impedans til pålen. Utleiinga gjeld i prinsippet for ein påle som er lang nok til at energien frå loddet blir overført til pålen før støtbølgja har nådd pålespissen, jfr appendix B. I praksis vil det seie at pålen må vere tyngre enn loddet og at sidefriksjonen må vere liten. Stor sidefriksjon vil bremse opp pålen slik at vilkåra for utleiinga med impulssatsen ikkje gjeld.
Uttrykket for elastisk deformasjon i metode 3 kan utleiast ved å sjå på eit plastisk støt der energien frå hammaren vert overført til pålen som ein firkantpuls som varer i slag tida t_s.

Finn lengda av kraftpulsen ut frå impulssatsen:

$$F*t_s = m*v_o \Rightarrow t_s = mv_o/F$$



Figur 4

Firkantpulsen verkar over lengda:

$$l_s = t_s * c = mv_o c/F$$

Elastisk deformasjon av påle materialet vert då:

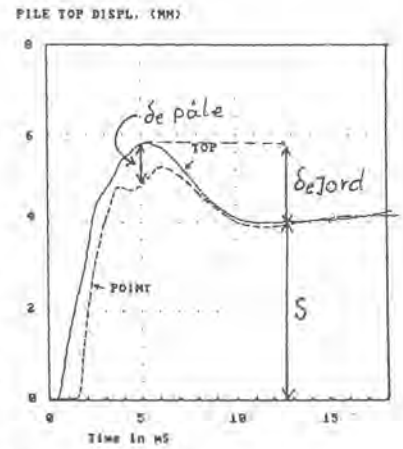
$$\delta_e = F*l_s/AE = Fmv_o c/FAE = mv_o/(AE/c) = mv_o/Z$$

Der: $c = (E/\rho)^{1/2}$ = forplantningsfarta til støtbølgja.
$Z = AE/c$ = akustisk impedans

I appendix A er uttrykket utleidd for ein vilkårleg kraftpuls.

I samanheng med elastisk deformasjon er det eit par punkt som bør presiserast:

- Den elastiske deformasjonane ein ser under påleramming skriv seg ikkje utan vidare frå deformasjon av pålen åleine. Figur 5 syner forskyvning av topp og spiss for ein 3,5 m lang modellpåle, Bernardes 1988 [3]. I dette tilfellet er det jorda som står for brorparten av den elastiske deformasjonen.



Figur 5

- Støtkrafta i pålen er ikkje det same som rammemotstand. Støtkrafta er proporsjonal med partikkel farta til pålematerialet, som igjen er ein funksjon av fallhøgd og impedansforholdet mellom hammar og påle. Dersom hammaren er stiv i forhold til pålen vil støtkrafta vere lik $F=Zv_o$. Denne impulskrafta er uavhengig av motstanden Q frå jorda. For lange pålar kan pålen ha nådd maksimal samantrykkning før motstanden frå jorda er mobilisert.

Tapsleddet i ramme formelen $\frac{1}{2}Q\delta_e$ er i mange tilfeller eit produkt av storleikar som ikkje er samtidige i tid og heller ikkje i rom. Produktet er difor ikkje reelt utført arbeid.
Rammeformelen er med andre ord ei enkel, men ufullstendig tilnærming av den kompliserte overføringa av energi mellom hammar, påle og jord. Det kan likevel stillast opp eit idealtilfelle der formelen er gyldig:

- Formelen gjeld for ein påle som ein stiv lekam som får overført energi frå loddet i form av kinetisk energi. Når pålen stoppar opp, er all energien overført til jorda. Dersom jordmotstanden er ideelt elastisk/plastisk vil det plastiske arbeidet vere lik Q*s og den elastiske energien lagra i jorda vere lik $\frac{1}{2}\delta_e Q$. I dette tilfellet er δ_e elastisk deformasjon av jorda.

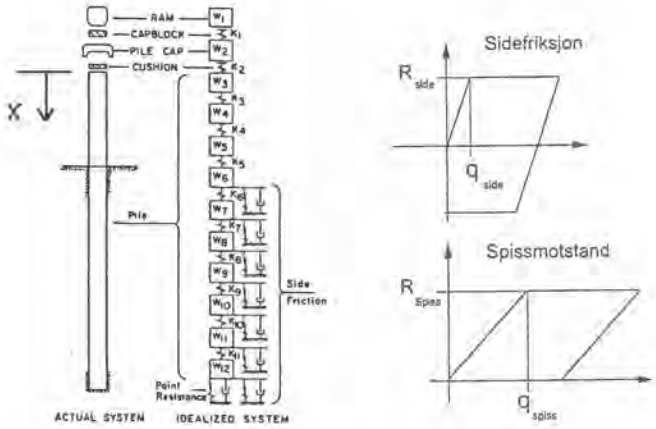
Vilkåra i dette idealtilfellet kan absolutt diskuterast sjølv for korte pålar og tung lodd. For lengre pålar og lette lodd blir forutsetningane svært tvilsame. Rammeformelen kan i slike tilfelle i sjåast på som ein empirisk formel der δ_e er ein empirisk justeringsfaktor.

3 Støtbølgje teori:

I metodar basert på støtbølgjeteori tek ein sikte på å skildre kraftspelet mellom hammar og påle, støtbølgjene i pålen og den dynamiske motstanden frå jorda på ein meir fullstendig måte enn det som er mogeleg med rammeformlar.
Det kan visast at oppførselen til pålen i dei fleste tilfelle med god tilnærming kan simulerast ved hjelp av den eindimensjonale støtbølgjelikninga.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \qquad (2)$$

Der u er forskyvning og x er koordinat i lengde retninga og t er tid.



Figur 6 Numerisk model for pålerammingsanalyse.

Ei numerisk løysingsmetode for denne likninga vart foreslått av E.A.L Smith i 1960 [4]. Modellen er vist i figur 6. Han foreslo å modellere motstanden frå jorda som eit system av fjører glidarar og viskøse demparar. Påle og hammar erstatta han med massepunkt knytt saman med fjører. Fjørene har same stivleik som aksialstivleiken til eit pålesegment med lengd lik avstanden mellom to massepunkt. Denne modellen er til dømes grunnlaget for programmet Weap frå Goble, Rauche & Linkins Associates, Inc.[5]. Modellen til Smith er eigentleg ei differansemetodeløysing av den eindimensjonale bølgje likninga.
Ei numerisk løysing som dette, er bygd opp rundt dynamisk likevekt av eit massepunkt. I likning 3 er den dynamiske likevekta av eit masse punkt n i tida t sett opp. Krefter som verkar på massen er tråleikskrafta m·a, aksialkrefter frå fjørene over og under massen og den dynamiske motstanden frå jorda R_d.

$$m_n \cdot a_{n,t} + \frac{AE}{\Delta x} \cdot [(u_{n,t} - u_{n-1,t}) + (u_{n,t} - u_{n+1,t})] + R_d = 0 \qquad (3)$$

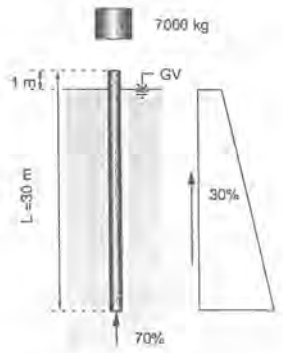
$$R_d = R(u) \cdot (1 + J \cdot v) \qquad (4)$$

Den dynamiske motstanden frå jorda R_d er ein funksjon av statisk motstand og farta v massepunktet har i høve til jorda. Dette gir ein dynamisk jordreaksjon som er større enn den statiske. Formuleringa over simulerer støtet mellom lodd og påle og gir ein initiell støtbølgje med intensitet $F = v_o Z$ som forplantar seg nedover pålen. Ved liten jordmotstand vert støtbølgja reflektert frå spissen som ei strekkbølgje medan stor jordmotstand gir ei trykkbølgje som refleks.
Ein reknar med at støtbølgjeteorien, slik den er presentert her, simulerer oppførselen av hammar og påle på ein god måte. Realismen i fjør-, glidar-, dempar-modellen for jordreaksjonen kan nok diskuterast. Likevel ser den ut til å fange opp hovudtrekka i observert jordreaksjon i høve til instrumenterte fullskalaforsøk.

4 Støtbølgjeteorien studert vidare med eit reknedøme:

Stålrørspåle: Lengd 30 m, 29 m i jord
Tverrsnitt 350 cm^2,
Diameter 0,8 m

Grunnforhold: Sand med grunnvatn i terrengnivå,
$\gamma' = 8$ kN/m^3, $\tan\phi = 0{,}6$
og a = 0.



Figur 7 Reknedøme

Statisk bereevne: $N_q = 19$, $r = 0,5$, $S_v = 0,11$

$R_{spiss}=(N_q-1)\sigma_v'A = 2100$ kN

$R_{side} = S_v A_s \sigma_v' = 900$ kN

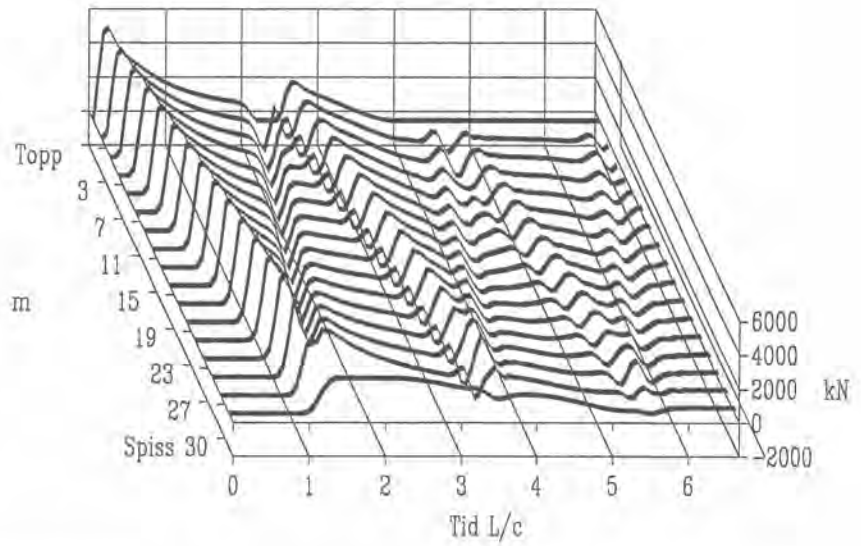
$R = R_{spiss} + R_{side} = 3000$ kN

Lineært aukande sidefriksjon frå 21 til 41 kN/m^2/m

Jordparametre for analyse
med dataprogram: $q_{side}=2,54$ mm, $q_{spiss}=6,5$ mm
$J_{side}=0,16$ s/m, $J_{spiss}=0,5$ s/m

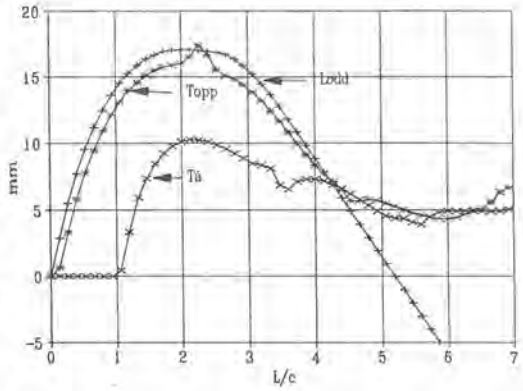
Rammeutstyr: m = 7000 kg
H = 0,8 m, $\eta = 1,0$,
Energi = ηgmH = 55 kNm.

I figur 8 er forplantninga av støtbølgja gjennom pålen vist. Vertikalaksen syner aksialkraft i pålen, den aksen som peikar ut av planet, tilsvarar lengda av pålen med påletoppen ved origo. Horisonalaksen syner tid med eininga L/c = 5,81 ms. Ved tida L/c ser ein at støtbølgja har nådd pålespissen. Rammemotstanden i



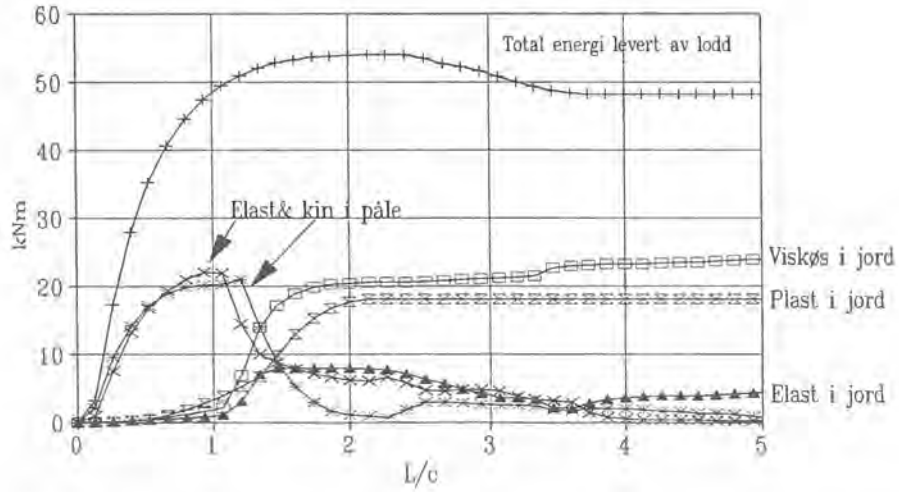
Figur 8 Bølgjeforplantning i påle.

dette dømet er relativt lav slik at støtbølgja blir reflektert som ei strekkbølgje. Superponering av bølgjer på veg ned og opp gjer at det ikkje oppstår strekk i pålen før den reflekterte bølgja er nær påletoppen. Når den reflekterte bølgja når påletoppen, er loddet framleis i kontakt med pålen. Strekkrefleksen frå spissen gjer at krafta i toppen er null eit kort stund før hammar og påle igjen kjem i kontakt og pålen får eit nytt slag. Av figuren kan ein tydeleg sjå at støtbølgja vandrar opp og ned i pålen for kvar 2L/c medan ho gradvis blir dempa ut. Ved omlag 4L/c lettar hammaren frå pålen slik at krafta i toppen er null etter dette tidspunktet.I figur 9 er forskyvning av påletopp, spiss og hammar vist. Elastisk deformasjon av pålen er omlag 12 mm idet støtbølgja når pålespissen. Av kurva for påletoppen kan ein tydeleg sjå strekkrefleksen like etter 2L/c.



Figur 10 Forskyvning av påletopp, spiss og hammar

I figur 10 er fordelinga på ulike former for energi i reknedømet vist mot tid. Før



Figur 9 Tidshistorie for energi i påle og jord

støtbølgja når pålespissen, fordeler energien seg likt på kinetisk og elastisk energi i pålen. Dette gjeld generelt i den initielle fasen av støtet for ein påle utan sidefriksjon, jamfør appendix D. I det støtbølgja når spissen ved tida 1L/c tek betydeleg motstand frå jorda til å bli mobilisert og energien lagra i pålen minkar medan det vert utført arbeid på jorda. I det pålen når maksimal forskyvning ved tida 2L/c, er energien fordelt på 38 kNm som plastisk og viskøst arbeid på jorda medan 16 kNm er lagra som elastisk energi i jord og påle. Omlag 6 kNm vert ført tilbake til hammaren som kinetisk energi når den sprett opp igjen, og det svarar til fallet i total energi frå 54 til 48 kNm frå 2 til 4L/c.

5 Rammeformelen brukt på reknedømet:

Reknedømet slik det er presentert ovanfor er godt definert og oversiktleg idet alle sider av oppførselen er talfesta. Ein kan no nytte rammeformelen på dette tilfelle og samanlikne forskyvningar, krefter og energiledd.

Vi vil først rekne ut synken ut frå rammeformelen etter:

Metode 2: Vel elastisk lengd $l_e = m/\rho A = 25$ m, $Q = 3000$ kN
$\delta_e = Ql_e/AE = 10{,}2$ mm
$s = (\eta mgH - \frac{1}{2}\delta_e Q)/Q = 13{,}2$ mm

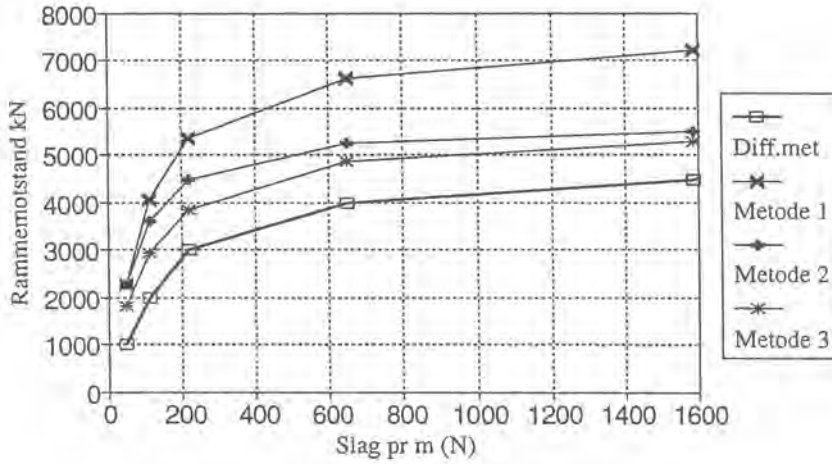
Metode 3: $v_o = (2\eta gH)^{1/2} = 3{,}96$ m/s, $Z = AE/c = 1424$ kNs/m, $Q = 3000$ kN
$\delta_e = mv_o/Z = 19{,}5$ mm
$s = (\eta mgH - \frac{1}{2}\delta_e Q)/Q = 8{,}55$ mm

Differansemetode løysinga gir s = 4,6 mm. Synken vert med andre ord betydeleg overestimert samanlikna med differansemetodeløysinga. Dette kjem hovudsakleg av at vi i rammeformelen nyttar Q som statisk motstand , medan differansemetodeløysinga nyttar $Q_{dyn} > Q$ grunna dempingsleddet frå J i likning 4. I tabell 1 har vi rekna motsett veg og funne rammemotstanden med rammeformelen for s = 4,6 mm og δ_e etter metode 1, 2 og 3. For metode 1 vert

Tabell 1 Berekna rammemotstand og fordeling mellom plastisk og elastisk arbeid for dei tre metodene.

Metode	Q kN	s mm	δ_e mm	$\frac{1}{2}\delta_e Q$ kNm	Qs kNm	sum kNm
1	5360	4,6	11,3	30,3	24,6	54,9
2	4488	4,6	15,3	34,3	20,6	54,9
3	3826	4,6	19,5	37,3	17,6	54,9

"målt" δ_e = 11,3 mm frå differansemetodeløysinga nytta i rammeformelen. Som tabellen syner er det ikkje på noko punkt rimeleg samsvar mellom differansemetodeløysinga og resultata frå ramme formelen. Differansemetoden gav 38 kNm som plastisk og viskøst arbeid og 16 kNm som elastisk arbeid, medan rammeformelen gir plastisk arbeid på 17,6-24,6 kNm og elastisk arbeid på 30,3-37,3 kNm. Energien vert med andre ord fordelt på ein fundamentalt ulik måte i rammeformelen samanlikna med differansemetoden.



Figur 11 Bereevne mot slag pr meter

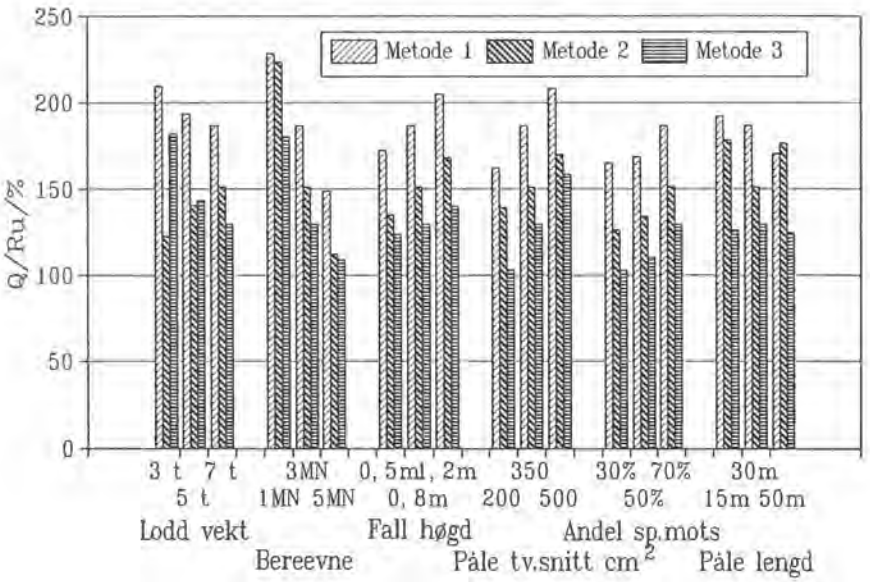
I figur 11 er rammemotstand mot slag pr. meter (N) vist. Rammeformelen ligg godt over differansemetodeløysinga. Dette kjem hovudsakleg av at rammeformelen ikkje tek omsyn til viskøs demping. Den skilnaden på metodane som kom fram i tabellen, er tilnærma konstant. Skilnaden mellom metode 2 og 3 minkar med antal slag og estimert bereevne går mot 5500 kN når synken går mot null.

Konklusjonen på desse samanlikningane er at rammeformelen i liten grad reflekterer den dynamiske prosessen slik den er teoretisk simulert i følge metoden i figur 6. Ein kan ikkje vente at bruk av rammeformelen på reelle tilfelle kan gi betre resultat.

6 Parameterstudium:

I reknedømet er det ein klar skilnad mellom rammeformel og differansemetode løysinga. For å undersøkje om dette gjeld meir generelt vart det gjennomført eit

parameterstudium med utgangspunkt i reknedømet ovanfor. Ved å variere loddvekt, bereevne, fallhøgd, påletverrsnitt, andel spissmotstand og pålelengd etter tur, kan ein studere kva effekt kvar einskild parameter har. I metode 2 er l_e sett til 25 m bortsett frå i eit tilfellet med kort påle der l_e = 15 m vart nytta.



Figur 12 Parameterstudium

I figur 12 er resultatet framstilt. Estimert bereevne frå rammeformelen etter dei tre metodane er vist i prosent av den statiske motstanden nytta i analysen med differansemetoden. Som i reknedømet ovanfor gir metode 1 jamt over høgre bereevne enn dei to andre metodane. Metode 2 ligg og noko over metode 3. I gjennomsnitt for alle analysane gav metode (1): 185%, metode (2): 152% og metode (3): 133% av statisk bereevne. Dei høge prosentverdiane skuldast nok ein gong at differansemetoden opererer med ein jordmotstand som er større enn statisk motstand idet dempinga J > 0. Dynamisk motstand er avhengig av penetrasjonsfart.

Når ein skal tolke resultata frå dette parameterstudiet bør ein difor ikkje leggje så stor vekt den gjennomsnitts verdien, (133%-185%), som dei ulike metodane gir i forhold til støtbølgjeteorien. Det som er meir interessant er variasjonsbredda. Dei store variasjonane skuldast at pålerammingsformelen etter metode 1-3 ikkje kan modellere prosessen på ein fullgod måte. Vidare har dei store variasjonane i parameterstudiet samanheng med den viskøse dempinga i jordmodellen

Ein kan og lese ut ei rekkje interessante detaljar frå figur 12. Dette går på dei relative skilnadane mellom metodene og på korleis dei enkelte parametrane verkar.
Ein kan konkludere med at:

- Rammeformelen gir større rammemotstanden enn støtbølge teorien når den statiske bereevnen er liten.

- Estimert rammemotstand aukar med fallhøgd og påletverrsnitt.

7 Relasjon mellom impulskraft og rammeformel.

I praktisk pålerammimg syner det seg ofte at estimert bereevne ved sluttramming (s = 0) er omlag like stor som av maksimal støtkraft i pålen (v_0Z). Ved å undersøkje eit tilfelle med plastisk jordmotstand vil vi vise noko av grunnen til at det er slik.
La oss sjå på ein lang spissbereande påle der det meste av energien frå loddet er overført til pålen før støtbølgja når spissen. Det betyr at pålen må vere lenger enn 1,5 m/Aρ der m er hammarmassen, ρ er tyngdetettleiken til pålematerialet og A er tversnittsareal av pålen. jfr. appendix B.
For ein slik påle vil den elastiske samantrykning ($\delta_e = mv_o/Z$) etter metode 3 gjelde. Med ein plastisk jordmodell må spissen vere fasthalden for at s = 0. Støtbølgeteorien gir for fasthalden spiss, ei kraft mellom påle og jord lik $2v_oZ$. Ein har med andre ord at synken må vere null når jordmotstanden er større eller lik $2v_oZ$.
NB! Den omvendte samanhengen gjeld ikkje, elastisk deformasjon av jorda vil kunne gi s = 0 og for motstand mindre enn $2v_oZ$.
Finn så estimert motstand med rammeformelen (metode 1 og 3) for dette tilfellet.

$$Q = \frac{\eta mgH}{s + \frac{1}{2}\delta_e} = \frac{\frac{1}{2}mv_o^2}{0 + \frac{1}{2}\frac{mv_o}{Z}} = v_oZ \qquad (5)$$

Jordmotstand :	≥	$2v_oZ$
Støtkraft påletopp:		v_oZ
Rammeformel:	Q =	v_oZ

For ein lang spissberande påle gir rammeformelen ein estimert motstand lik støtkrafta i påletoppen og ikkje den mobiliserte motstanden frå jorda. Dette

syner at for lange spissberande pålar underestimerer rammeformelen motstanden frå jorda.

I figur 11 går estimert bereevne mot 5500 kN for metode 2 og 3 når synken vert liten. Dette er i nærleiken av v_oZ = 5640 kN. Dei to metodene går mot same verdi i dette reknedømet avdi l_e for metode 2 er valgd slik at dei to metodene er ekvivalente for s = 0. jfr. appendix C.
For korte pålar og for andre fordelingar av jordmotstanden gir støtbølgje teorien at s = 0 når jordmotstanden er større $2v_oZ$, medan den elastiske deformasjonen vil bli mindre enn mv_o/Z.
Metode 3 gir elastisk deformasjon uavhengig av pålelengd og sidefriksjon. Ukritisk bruk av denne metoden vil difor generelt gi underestimering av jordmotstanden når s = 0. Dette samsvarar godt med at metode 3 i parameterstudiet gir lavare bereevne enn dei to andre metodane.

Konklusjon:

I Variasjonen i dei resultata ein får frå rammeformelen er stor. Parameterstudiet syner at estimert bereevne frå rammeformelen vil vere avhengig av den kombinasjon av rammeutstyr, påle og grunnforhold ein har. Ein del av variasjonen kjem av at rammeformelen ikkje tek omsyn til den viskøse delen i motstanden frå jorda.

II I praktisk påleramming viser det seg ofte at den korttidsbereevnen ein oppnår er lik den maksimale støtkrafta i pålen. Det er ikkje nokon eintydig samanheng mellom desse storleikane, men for lange spissberande pålar er v_oZ ei øvre grense for den bereevnen rammeformelen kan gi. Det vil vere interessant å sjå vidare på slike vurderingar av rammeformelen for andre pålelengder og fordelningar av jordmotstand.

III Variasjonen i resultata frå rammeformelen kan reduserast ved å "kalibrere" formelen mot statiske prøvebelastingar for den kombinasjon av påle, rammeutstyr og grunnforhold ein har. Samanlikning med analysar utifrå støtbølgjeteori kan og nyttast. Dersom ei slik kalibrering av rammeformelen skal gjennomførast, er det nyttig med ein kalibreringsfaktor. Til dette formålet høver metoden med elastisklengd l_e godt. Dersom ein nyttar forskyvningsmåling på toppen av pålen eller elastisk deformasjon frå massefart uttrykket, har ein ikkje tilsvarande høve til justering.

IV Dette studiet har vist at dei resultata ein kan vente å få frå rammeformelen er svært usikre, særleg ved bruk på nye problem der erfaringsgrunnlaget manglar. Analysar bygd på støtbølgjeteori gir ei betydeleg betre simulering av rammeprosessen og estimering av motstanden frå jorda under ramming.

Referansar:

1 Chellis (1961), Pile Foundations, Robert D. Chellis, McGraw-Hill Book Company, Inc 1961

2. Peleveiledningen (1973 og 1991), Den norske pelekomite, Norges Byggstandardiseringsråd.

Johannsen , N, Janbu, N. Beregning av frittstående pelers bruddlast og tillatte belastning. Teknisk Ukablad, b.98, nr.26, s. 507.515.

3. Georges Bernardes (1989)
Dynamic testing of large model pioles in sand
Dr. ing avhandling, Inst. for geoteknikk NTH.

4. E.A.L Smith (1960)
Pile-driving analysis by the wave equation, ASCE SM4 August 1960.

5. Goble, G.G, and Rausche, F., 1976. Weap - Wave equation analysis of pile driving. User manual.

I utleiingane under vert følgjande samanhengar nytta: For ein uendeleg påle utan sidefriksjon vil kraft og partikkel fart vere proporsjonale. F = Zv der Z = AE/c der c = bølgje fart = $(E/\rho)^{1/2}$ og ρ er tyngdetettleiken til pålematerialet.

Appendix A: Elastisk deformasjon av ein lang påle utan sidefriksjon.

For eit elastisk støt gjeld impulssatsen F*t = m*Δv.
Ser på eit generelt kraftforløp mellom hammar og påle der hammaren endrar fart frå v = v_0 til v = 0 i løpet av tida t_s. Dette kraftforløpet kan tilnærmast med n kraft støt der summen av Δv er v_o.

$$\sum_{i=1}^{n} F_i \cdot \Delta t = \sum_{i=1}^{n} m \cdot \Delta v_1 = m \cdot v_o$$

Lar så n ⇒ ∞ og integrerer frå 0 til t_s. Avdi pålen er utan er sidefriksjon vil kraftpulsen gå uforandra ned gjennom pålen. Ein kan difor skifte variabel (l_s = ct_s og dx = cdt) og integrere over lengda av kraftpulsen langs pålen.

$$\frac{m \cdot v_o}{Z} = \frac{1}{Z}\int_0^{t_s} F(t)dt = \frac{1}{Z}\int_0^{l_s} F(x)\frac{dx}{c} = \int_0^{l_s} \frac{F(x)}{AE}dx = \int_0^{l_s} \varepsilon(x)dx = \delta_e$$

Dette syner at den elastiske deformasjonen av ein lang påle er proporsjonal med massefarta til hammaren.

Appendix B: Lengd av kraftpulsen.
Etter støtbølgje teorien kan energien overført frå eit stivt fall hammar til ein påle utan pute skrivast som vist nedanfor der m er hammarmasse.

$$W(t)=\frac{1}{2}mv_0^2(1-e^{-\frac{2Zt}{m}})$$

Ved å omforme dette uttrykket kan ein finne tid for 95% overført energi.

$$t_s=-\frac{m}{2Z}\ln(1-0{,}95) \approx 1{,}5\frac{m}{Z}$$

Lengda av kraft pulsen l_s vert då:

$$l_s = t_s \cdot c = 1{,}5\frac{m \cdot c}{Z} = 1{,}5\frac{m}{A\rho}$$

Dvs. at 95% av energien er overført når kraftpulsen ar vandra gjennom ei påle masse tilsvarande 1,5 m. For ei påle lengd tilsvarande m vil 83% av energien vere overført.

Appendix C: Grenseverdiar for rammeformelen når s = 0.

Metode 1: For ein lang spissberande påle, $\delta_e \approx mv_o/Z$

$$Q = \frac{\eta mgH}{s+\frac{1}{2}\delta_e} = \frac{\frac{1}{2}mv_0^2}{0+\frac{1}{2}\frac{mv_0}{Z}} = v_0 Z$$

Dvs ein ramme motstand lik den maksimale støtkrafta ein kan oppnå med eit stivt lodd. Dersom pålen er kort eller det er stor sidefriksjon vil δ_e bli mindre slik at $Q > v_oZ$.

Metode 2: $\delta_e = QL_e/AE$.

$$Q = \sqrt{\frac{\frac{1}{2}mv_0^2 AE}{\frac{1}{2}l_e}} = v_0\sqrt{(\frac{AE}{c})^2\frac{mc^2}{l_e AE}} = v_0 Z\sqrt{\frac{m}{l_e A\rho}}$$

Metode 3: $\delta_e = mv_o/Z$, $Q = v_oZ$. Som metode 1.

For sluttramming (s=0) gir dette at metode 2 og 3 er identiske dersom $l_e = m/A\rho$. For dei mest vanlege kombinasjonar av påle og hammar gir dette $l_e = 25$ - 30 m.

Appendix D: Fordeling av elastisk og kinetisk energi:

Ser på samanhengen mellom arbeid utført på påletoppen (W) og fordelinga av kinetisk (W_{kin}) og elastisk (W_{elas}) energi i ein påle.

$$W = \int_0^{t_2} F(t)v(t)dt = \int_{l_2}^{0} F(x)v(x)\frac{dx}{c} = \frac{1}{2}\int_{l_2}^{0} F(x)v(x)\frac{dx}{c} + \frac{1}{2}\int_{l_2}^{0} F(x)v(x)\frac{dx}{c}$$

$$= \frac{1}{2}\int_{l_2}^{0}\frac{Z}{c}v(x)^2dx + \frac{1}{2}\int_{l_2}^{0}\frac{1}{Zc}F(x)^2dx = \frac{1}{2}\int_{l_2}^{0}A\rho\, v(x)^2dx + \frac{1}{2}\int_{l_2}^{0}\frac{F(X)}{AE}F(x)dx$$

$$= \int_{l_2}^{0}\frac{1}{2}dmv(x)^2 + \int_{l_2}^{0}\frac{1}{2}\varepsilon(x)dxF(x) = W_{kin} + W_{elas}$$

Dette syner at $W_{kin} = W_{elas} = \frac{1}{2}W$. Dette syner at energien i ei støtbølgje fordeler seg likt på elastisk tøyningsenergi og kinetisk energi for ein fri påle utan friksjonsmotstand.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

NEDPRESSING AV STOR SENKKASSE I OSLOLEIRE

Jacking a caisson into Oslo Clay using rock anchors

Siv.ing. Ola Ellingbø
Berdal Strømme a.s.

SAMMENDRAG

Berdal Strømme har gjennom flere prosjekter de siste 8 årene utviklet et konsept for nedpressing av senkkasser. I motsetning til ved vanlige senkkasser, oppnås det meget god kontroll med konstruksjonens bevegelser under hele nedsenkingsfasen. Den hittil største nedpressingskonstruksjonen er ventilasjonsbygget for Vaterlandtunnelen i Oslo sentrum.

Konstruksjonen har en grunnflate på ca. 300 m^2 og en gravedybde på ca. 13,5 m. Veggene i konstruksjonen ble støpt på terreng og presset ned til korrekt dybde ved hjelp av 37 hydrauliske jekker. Mothold for jekkene ble etablert ved hjelp av vertikale forankringsstag til fjell.

Utgraving til endelig nivå ble utført under vann for å sikre mot bunnoppressing. Støping av bunnplaten ble også utført under vann.

SUMMARY

A new concept for deep construction in soft ground has been developed by Berdal Strømme during the last 8 years. The concept involves a special use of the open caisson method that enables good control in the lowering phase of the structure. This article describes the largest caisson built by this method in Norway, the ventilation structure for a 2 km long road tunnel in Oslo.

The structure covers an area of 300 m^2 and is located in soft clay. Its depth is 13.5 m below ground surface. Prior to construction anchors were drilled down to rock and grouted 6 m into the bedrock. The walls of the structure were then constructed at ground level. The walls contained ducts for sliding of the anchor rods. The structure was pushed down into the soil by means of 37 hydraulic jacks with total capacity of 3,300 tons.

Excavation inside the caisson was carried out under water to stabilize the soft clay, and submerged construction techniques were used for the bottom plate. The anchor rods were then fixed to the ducts by grouting to serve as uplift anchors after the caisson was emptied for water. Further, the anchor rods were to act as additional piles for vertical loads in the final structure.

INNLEDNING

I forbindelse med byggingen av Vaterlandtunnelen i Oslo i 1990, som var en løsmassetunnel bygget med spunt som permanente vegger, fikk Berdal Strømme i oppdrag å prosjektere et bygg for plassering av ventilasjonsvifter. Bygget skulle plasseres på den såkalte "Tukthustomta", midt mellom Storgata og Torggata i Oslo sentrum.

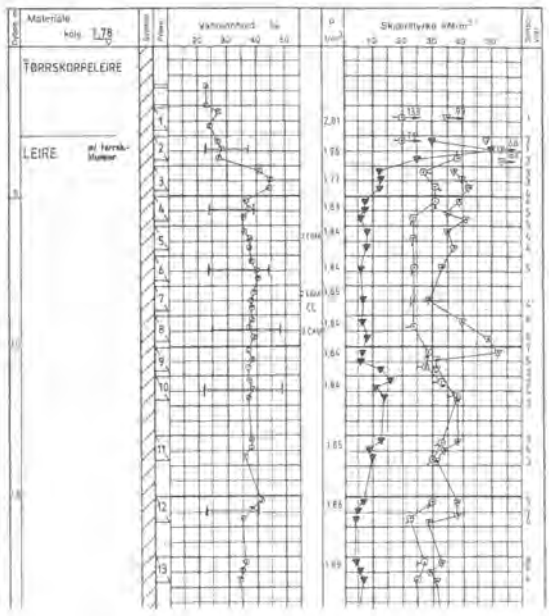
- Byggherre : Statens vegvesen v/veisjefen i Oslo.
- Konsulent byggeteknikk og geoteknikk : Berdal Strømme a.s.
- Entreprenør : AF Oslo Entreprenør

HVA SKULLE BYGGES?

Av hensyn til et planlagt fremtidig bygg på tomta der ventilasjonsbygget skulle plasseres, måtte rommene for plassering av viftene legges så dypt at de i sin helhet ble liggende under laveste kjellergulv i det planlagte bygget.

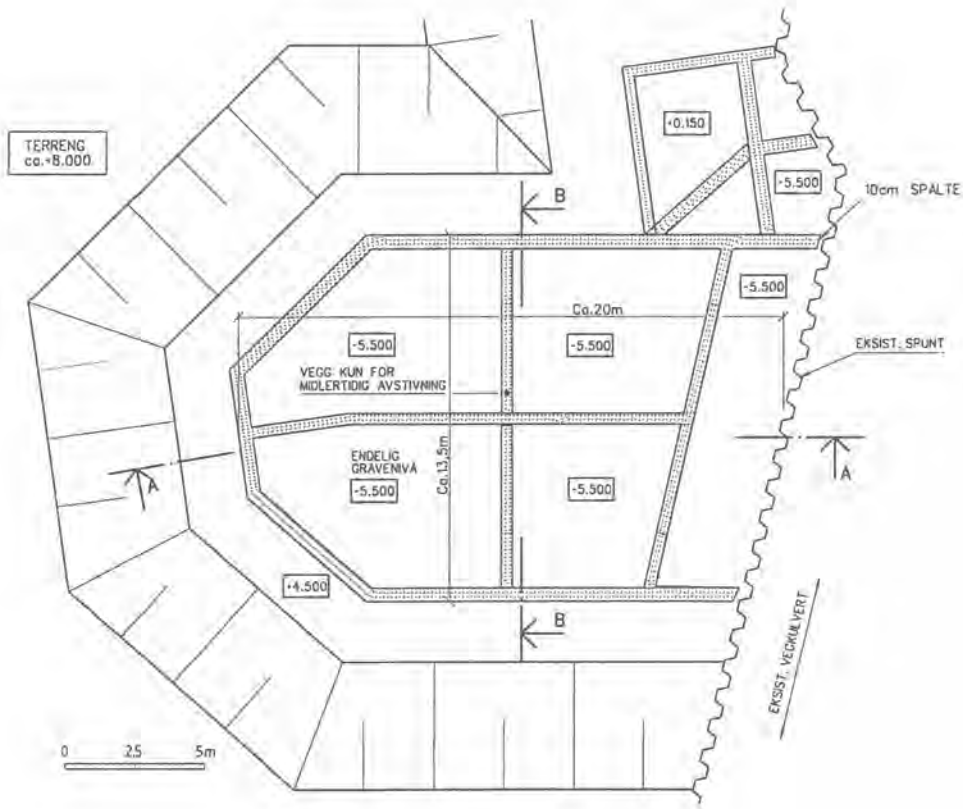
Oppgaven bestod i å planlegge følgende bygg:

- Grunnflate : ca. 300 m^2
- Gravedybde : ca. 13,5 m
- Løsmasser : Leire, middels fast, kfr. typisk borprofil på figur 1
- Dybder til fjell : 15 - 35 m
- Fundamentering : Bygget skulle fundamenteres til fjell for å kunne oppta betydelige vertikallaster fra et fremtidig bygg over ventilasjonsbygget.



Figur 1. Typisk borprofil

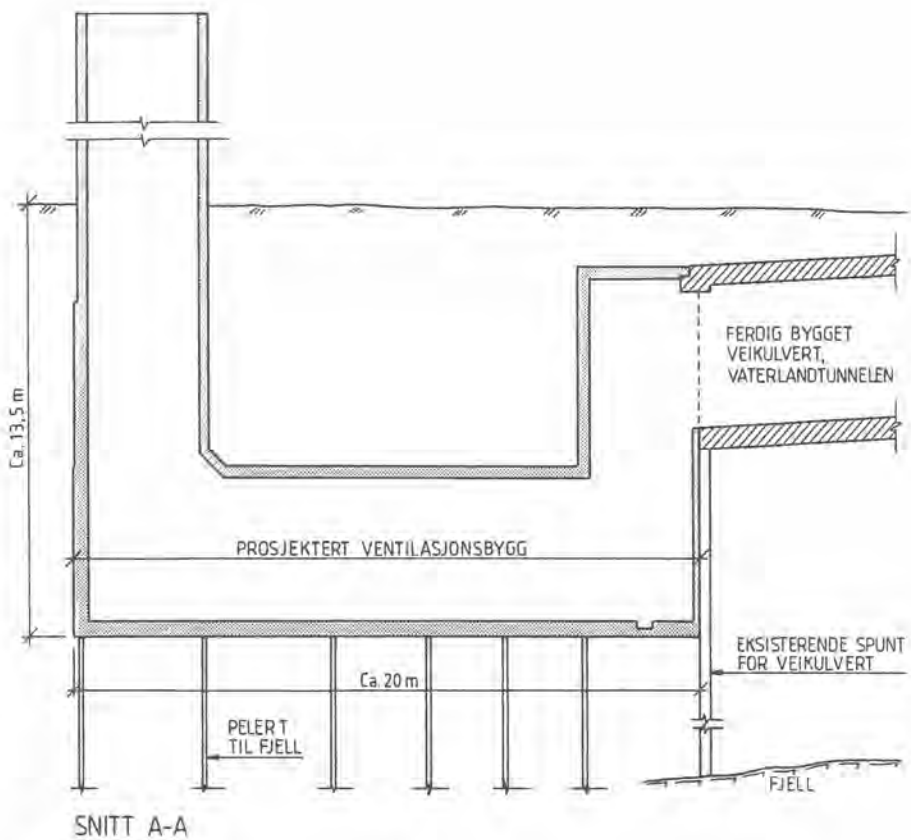
Ventilasjonsbygget skulle ligge inntil veikulverten, (Vaterlandtunnelen) som på tidspunktet for bygging av ventilasjonsbygget ville være ferdig bygget på denne strekningen. Utformingen av ventilasjonsbygget er vist i plan på figur 2 og i snitt på figur 3.



Figur 2. Plan av ventilasjonsbygget (senkkassen)

MULIGE LØSNINGER

En tradisjonell utførelse av prosjektet ville være å sikre byggegropen med forankret spunt og plasstøpe bygget i utgravet grop. Vi anbefalte en alternativ byggemetode som Berdal Strømme hadde utviklet gjennom to tidligere prosjekter, en spesiell utførelse av en såkalt senkkasse. Byggherren bestemte seg for å utarbeide to komplette anbud, ett basert på tradisjonell spunting og ett basert på senkkasseprinsippet. Prosjektering og beskrivelse av spuntløsningen ble utført av Geoteknisk kontor i Oslo kommune mens vi tok oss av senkkasseløsningen.



Figur 3 Lengdesnitt gjennom ventilasjonsbygget

Samtlige anbydere ga et betydelig lavere tilbud på senkkasseløsningen enn på den tradisjonelle spuntløsningen. Differansen mellom laveste anbud for senkkasse og laveste anbud for spunt var ca. 1,4 mill. kr. Dette tilsvarte ca. 20 % av anbudssummen for sikring, utgraving og råbygg.

På bakgrunn av de innkomne anbudene valgte byggherren å benytte senkkasseløsningen.

SENKKASSEPRINSIPPET

Vanlig senkkasseløsning

Senkkasser har her i landet stort sett vært benyttet til kummer og relativt små konstruksjoner støpt uten bunn oppe på terreng. Disse har så blitt senket ned i grunnen ved hjelp av tyngdekraften ved at løsmassene inne i konstruksjonen har blitt grabbet ut. Grunnen til at slike senkkasser ikke har blitt benyttet for større konstruksjoner i bløt leire, har vært at man har liten kontroll med nedsenkningen (skjevstilling, ukontrollert nedsynking etc.).

Spesiell senkkasseløsning - Nedpressing av senkkasser

Bakgrunnen for at geoteknisk seksjon i Berdal Strømme utarbeidet en alternativ senkkasseløsning, var at vi i 1985 hadde et prosjekt der vi skulle bygge en pumpestasjon (ca. 6 x 7 m i tverrsnitt) ned til ca. 10 m dybde i meget bløt leire og med store dybder til fjell (ca. 35 m). Senkkasseprinsippet syntes gunstig, men forutsetningen var at vi under hele nedsenkingsfasen måtte ha kontroll med konstruksjonens bevegelser. Dette kunne oppnås ved aldri å la konstruksjonen synke av egen vekt, men benytte store krefter til å presse veggene i konstruksjonen ned i grunnen.

Krefter til å presse veggene i en konstruksjon ned i grunnen kan etableres ved å benytte hydrauliske jekker mot toppen av konstruksjonen. Mothold for jekkene kan oppnås med vertikale stag forankret i fjell (løsmassestag kan prinsipielt også tenkes brukt).

Ved å kunne dirigere kreftene i hver av jekkene, eller i grupper av jekker, uavhengig av hverandre, kan begynnende skjevstillinger av konstruksjonen rettes opp.

Ved dyp utgraving i bløt leire vil bunnoppressing kunne være et problem. For å bedre sikkerheten mot bunnoppressing, kan konstruksjonen fylles med vann og bunnplaten støpes under vann. Ved eventuelle permeable masser under grunnvannstanden, kan faren for hydraulisk grunnbrudd også takles med vannfylt utgraving og undervannsstøp av bunnplaten.

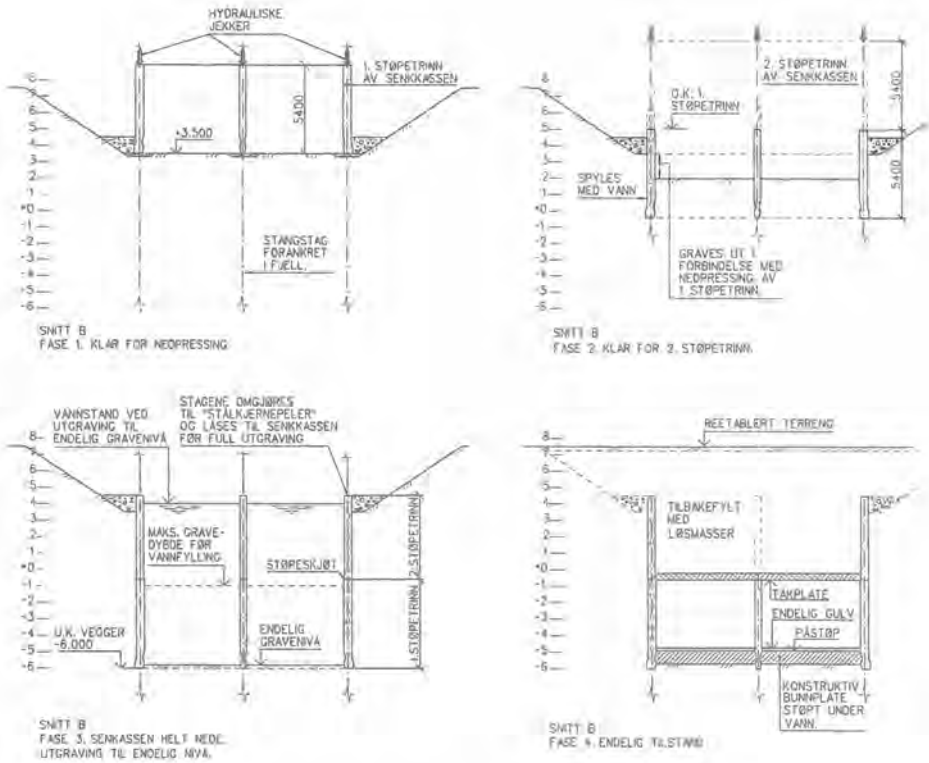
Dersom konstruksjonen ikke har tilstrekkelig sikkerhet mot oppdrift etter lensing for vann, kan stagene som ble benyttet til mothold for jekkene under nedpressingen, benyttes som oppdriftsforankring ved at de låses til konstruksjonen. Stagene kan om nødvendig gjøres permanente.

Volumet av veggene som presses ned i grunnen vil medføre massefortrengning. Dersom man har konstruksjoner nær en senkkasse, vil det være viktig å kunne styre massefortrengningen inn i senkkassen, slik at nærliggende konstruksjoner ikke skades av deformasjoner i grunnen. Dette kan oppnås ved en kombinasjon av graving innvendig i senkkassen og utformingen av bunnen av senkkasseveggene.

NEDPRESSING AV SENKKASSEN FOR VENTILASJONSBYGGET FOR VATERLANDTUNNELEN

Tekniske data

-	Stag til fjell for nedpressing	:	37 stk. Dywidag Ø 36 mm
-	Hydrauliske jekker	:	37 stk. hver med kapasitet ca. 90 tonn
-	Høyde av senkkasse	:	10,8 m
-	Total nedpressingsdybde	:	9,5 m



Figur 4. Nedpressing. Typiske faser (For plan kfr. figur 2)

Typiske faser for gjennomføringen

Typiske faser for gjennomføringen av senkkasseløsningen er vist i figur 4.

Fase 1: For å fjerne inhomogene toppmasser av byfyll og tørrskorpe, samt å redusere høyden av senkkasseveggene og nødvendig nedpressingsdybde mest mulig, ble terrenget først gravd av ca. 4 m. Fra dette nivået ble det boret for og installert stag til fjell. Stagene ble plassert slik at de gikk opp gjennom utsparingsrør i betongveggene.

Av praktiske grunner, samt av hensyn til å oppnå nødvendig bæreevne under veggene for bæring av veggenes egenvekt, ble høyden av senkkassa delt inn i to like høye støpetrinn à 5,4 m. Støping av hele vegghøyden i ett, ville medført at veggene ble så tunge at de måtte vært vesentlig bredere i bunnen for å sikre bæreevne i løsmassene. Dette ville vært uheldig for nedpressingen.

Fase 2: Ved hjelp av jekkene ble 1. støpetrinn presset ned i grunnen inntil toppen av veggene stod litt over terreng. I forbindelse med nedpressingen ble det gravd ut noe innvendig for

å styre massefortrengningen inn i konstruksjonen samt redusere motstanden mot nedpressing.

Fase 3: Etter påstøpning av øvre halvdel ble senkkassen ble presset ned til endelig nivå. Det ble også i løpet av denne fasen gravd ut en del innvendig for å redusere nedpressingsmotstanden samt sikre innadrettet massefortrengning. Utgraving under et visst nivå ble først foretatt etter at det var fylt vann i konstruksjonen. Dette måtte gjøres for å sikre mot bunnoppressing. Skjærfastheten i leira under gravenivå var for lav i forhold til gravedybden til at tørr utgraving kunne tillates.

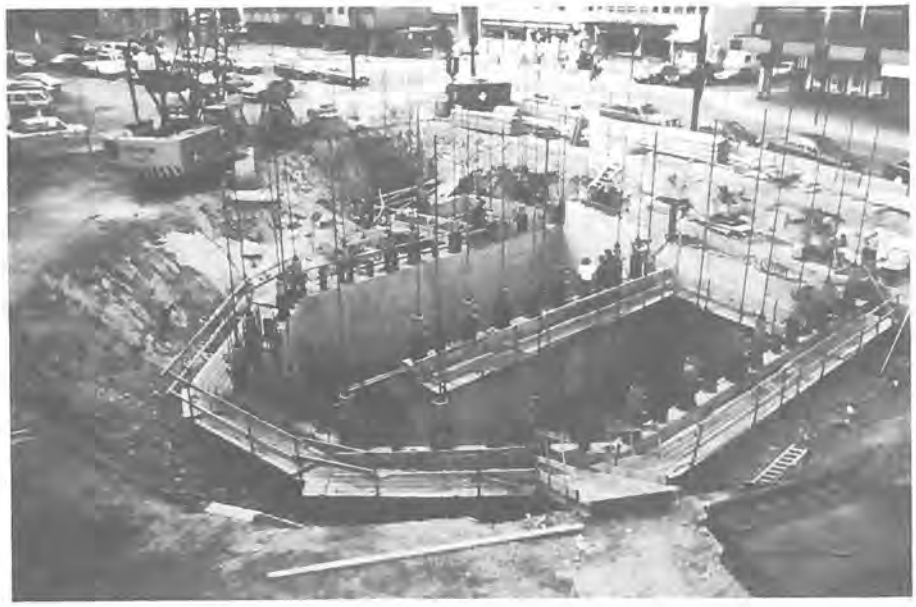
Etter at senkkassen hadde nådd endelig nivå, og før full utgraving, ble stagene omgjort til "stålkjernepeler" ved at det ble gyst mellom foringsrør og stag, samt at stagene ble gyst fast i senkkasseveggene. Dette sikret mot mulig sig av konstruksjonen ved full utgraving som følge av lavere bæreevne under veggene i denne fasen enn under den avsluttende nedpressingen (redusert overlagringstrykk).

Stagene skulle også sikre konstruksjonen mot oppdrift etter at den i siste fase var tømt for vann.

Fase 4: Bunnplaten ble støpt under vann og konstruksjonen ble deretter lenset. Takplaten ble støpt, og enkelte midlertidige vegger fjernet før tilbakefylling over takplaten.

Fordi det senere skal komme et bygg oppå ventilasjonshuset, måtte dette fundamenteres til fjell for å kunne oppta betydelige laster fra det fremtidige bygget. Kapasiteten i de omgjorte stagene var ikke stor nok. Det ble derfor boret for og installert vanlige stålkjernepeler til fjell gjennom utsparingsrør innstøpt i betongveggene.

Figur 5. 1. støpetrinn etter ca. 1 m nedpressing



Figur 6. 1. støpetrinn helt nede. Klart til 2. støpetrinn

ERFARINGER FRA UTFØRELSEN

- Det oppstod ingen problemer med stagene i forbindelse med at disse gikk gjennom utsparingsrør i betongveggene.

- Nedpressing av 1. støpetrinn (ca. 4 m nedpressing) ble gjennomført i løpet av 1½ dag.

- Nedpressing av 2. støpetrinn:
  Første ca. 4,5 m i løpet av 4 dager.
  Siste ca. 1,0 m i løpet av 7 dager pga. spesielle forhold beskrevet i neste kapittel.

- Vertikaliteten av senkkassen ble kontrollert for hver 20 cm nedpressing og jekkene operert slik at begynnende skjevstillinger umiddelbart ble rettet opp. Da konstruksjonen var nede i endelig nivå (etter ca. 9,5 m nedpressing) lå topp konstruksjon innenfor $\pm$ 20 mm i forhold til teoretisk nivå. Erfaringen tilsier med andre ord at det lar seg gjøre å "styre" nedpressingen ved å differensiere kraften på jekkene.

- Måling i inklinometerkanaler satt ned i løsmassene i 2 - 9 m avstand fra senkkasseveggene, samt nivellement av terrenget i profiler ut fra veggene, viser at det er mulig i stor grad å "styre" massefortrengningen innover i senkkassen. Det ble registrert små deformasjoner i grunnen, inntil ca. 10 mm heving av terrenget ca. 2-3 m utenfor senkkasseveggen. I avstand 8-10 m utenfor veggene var det kun 0 - 2 mm deformasjon.

- Avretting av bunnen, armering og støp av bunnplate (alt under vann) var arbeidskrevende pga. null sikt i vannet. Resultatet ble imidlertid godt, og tettheten mellom bunnplate og vegger ble god. Det ble benyttet T-betong og pumpestøp.

- Boring for og montering av stålkjernepeler til fjell via utsparingsrør i betongveggene etter nedpressing gikk greit.

UFLAKS ELLER PÅREGNELIG DJEVELSKAP?

Det oppstod problemer under siste del av nedpressingen. Da det gjenstod 0,8 m nedpressing, stoppet senkkassen opp i det ene hjørnet inn mot eksisterende veikulvert. Den var da presset ca. 8,7 m ned i bakken. Etter en del undersøkelser viste det seg at en av de 4 endeveggene inn mot veikulverten (kfr. plan figur 2) hadde truffet spuntveggen for veikulverten og glidd ned langs denne et stykke inntil motstanden ble for stor. Problemet ble løst ved at betongveggen ble frigravd, og deler av den ble saget av for å redusere presset mot spunten. Etter dette ble senkkassen presset ned til endelig dybde. "Kollisjonen" mellom den ene betongveggen og spunten førte til skader på enkelte av betongveggene og følgelig utbedringsarbeider etter at senkkassen var lenset for vann.

Etter at senkkassen hadde stoppet opp, ble det foretatt helningsmåling av spuntnålene innvendig i veikulverten. Det viste seg da at to spuntnåler, nettopp der hvor den ene veggen i senkkassen kom inn mot veikulverten, stod med helning utover (inn mot senkkassen) større enn toleransen på 2 % iht. NS 3420. Alle andre spuntnåler på den aktuelle strekningen av veikulverten hadde helning godt innenfor toleransen og mange hellet litt andre veien. Hadde disse to spuntnålene vært litt mindre ute av lodd (ca. 0,5 % mindre) eller hadde senkkassen ligget ca. 1 m forskjøvet i veikulvertens lengderetning, ville det ikke oppstått noen konflikt mellom spunten og senkkasseveggene. Nedpressingen av 2. støpetrinn ville i så fall vært utført i løpet av 4 - 5 dager, og skader og ekstrakostnader ville vært unngått.

Det kan hevdes at vi som konsulenter burde ha anbefalt kontrollmåling av spunten i veikulverten før senkkassen ble støpt. Dermed kunne avstanden mellom spunten og betongveggen i senkkassen vært justert. Slik måling var ikke mulig under prosjekteringen fordi det ikke var gravd ut for veikulverten på det tidspunktet. En slik måling var imidlertid mulig like før senkkassen ble støpt, men dette ble ikke gjort.

Saken ble løst i minnelighet ved en avtale mellom partene.

HVILKE FORDELER OPPNÅS MED NEDPRESSINGSKONSEPTET KONTRA SPUNTET UTGRAVING?

Den vanlige måten å sikre dype utgravinger på i bløt grunn, er at det rammes ned en stålspuntvegg som avstives innvendig, eller som forankres med stag til fjell utenfor selve byggegropen. Metoden er kostbar, tidkrevende og kan ha svært uheldige miljømessige sider, spesielt i byområder. Ramming av spunt er svært støyende, samt at det gir rystelser i grunnen som kan skade blant annet dataanlegg i nabolaget. Setninger av grunnen bakenfor en spuntvegg er et annet velkjent problem. Boring for og plassering av stag ut under tilstøtende områder (f.eks. veier, anlegg og nabobygg) kan også være problemfylt.

Konseptet med nedpressing av veggene i et permanent bygg i form av en senkkasse, gir følgende klare fordeler sett i forhold til en tradisjonell utførelse av dype utgravinger:

1. Man slipper midlertidige sikringskonstruksjoner. Her er det de permanente veggene som også er sikringskonstruksjon i gravefasen.

2. Konstruksjonen er meget stiv sett i forhold til spuntvegger. Deformasjonene i grunnen utenfor konstruksjonen blir derfor minimale, noe som er meget viktig der man har andre konstruksjoner i nærheten.

3. Grunnvannstanden påvirkes i svært liten grad, noe som også er vesentlig mht. reduksjon av setninger.

4. Støy og rystelser fra spuntramming elimineres.

5. Rasjonell fremdrift og redusert byggetid.

6. Reduserte byggekostnader.

Gjennomføringen av senkkassen for ventilasjonsbygget for Vaterlandtunnelen i Oslo viser at dette også er korrekt for store senkkasser samtidig som den dokumenterte at man behersker samkjøring av mange hydrauliske jekker. Store senkkassekonstruksjoner kan styres sikkert ned til korrekt nivå.

Følgende sitat fra L. J. Moger hos AF Oslo entreprenør oppsummerer erfaringene de gjorde under utførelsen:

> *"Jekkefase 1 viser hvor greit operasjonen gikk så lenge forutsetninger og virkelighet var i full overensstemmelse.*
>
> *Det som vi synes er greit å konstatere er at nedtrekkingsoperasjonen gikk meget bra innenfor de gitte forutsetninger. Problemene oppstod etter hvert som "kollisjonen" mellom spunt og senkkasse oppstod ved betongvegg ved trapperom. Ved tiltak lot det seg likevel gjøre å trekke kassa ned i endelig posisjon.*
>
> *Oppsummert er det vår oppfatning at metoden, på tross av oppståtte problemer, har vist seg funksjonsdyktig."*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

MILJØTUNNEL HORTEN - BORRE
Tunnel for environmental protection Horten - Borre

Siv.ing. Frank Fredriksen, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
Siv.ing. Roald Aabøe, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
Prosjektleder Gunnar Hasle, Statens vegvesen, Vestfold

Sammendrag

En 700 meter lang miljøtunnel er bygget mellom Horten og Borre. Tunnelen er fundamentert i middels fast til bløt marin leire. Leira er meget sensitiv og delvis kvikk i nordre halvdel av tunnelen. Permanent stålspunt er benyttet til vegger. Spunten er ikke korrosjonsbeskyttet, men gitt korrosjonsmonn med tanke på langtidstilstanden.

Grunnvannsnivået befinner seg typisk 1 meter under topp spuntvegg. På grunn av nærliggende hus er det viktig å opprettholde grunnvannsnivået. Det er likevel valgt å lage en drenert løsning for bunnplaten. Spuntlåsene er tettet i hele spuntens lengde, grunnvannet blir tvunget under spuntspissen og får dermed en lang drensveg. Dette, sammen med leiras lave permeabilitet, gjør at innlekkasjen av grunnvann blir svært liten.

Et omfattende kontrollprogram er gjennomført. Resultater fra kontroll og instrumentering blir presentert, i tillegg til at teknisk løsning og utførelse blir beskrevet.

Instrumentering for langtidsmålinger er også nødvendig i et forsøk på å etablere et grunnlag for en IDV analyse (Instrumentering, Dokumentasjon og Verifikasjon) [1].

Summary

A 700 metres long "cover and cut" tunnel has been constructed on highway 19 in Horten, a town 100 km south of Oslo. The tunnel is constructed in medium to soft marine clay using friction sheet piles. The clay is very sensitive and partly quick in the northern half of the tunnel. Steel sheet piles are serving as permanent tunnel supports. The sheet piles have no protection against corrosion and therefore have added thickness for long term load conditions.

The groundwater table is typically 1 metre below the top of the sheet piles. Due to nearby buildings it is essential to maintain this level. Nevertheless, a drainage system is installed below the base slab. The sheet pile interlocks are made watertight for the whole sheet pile length. Due to the long drainage path seepage of ground water was expected to be very small.

An extensive control programme has been executed, and in addition to describing technical solution and construction work performance, results from site control and instrumentation are presented.

Long term instrumentation is also provided in an attempt to establish a basis for an IDV analysis (Instrumentation, Documentation and Verification) [1].

1. INTRODUKSJON

En 700 meter lang "cover and cut" tunnel for to kjørefelt er bygget på Riksveg 19 mellom Horten og Borre. Den nye Riksveg 19 vil fjerne storparten av trafikken i bygatene til og fra fergesambandet Horten - Moss. Fergesambandet er ett av Norges mest trafikkerte, og med økende trafikk har miljøbelastningene i Horten sentrum blitt stadig større de senere årene.

Planleggingen av prosjektet startet opp så tidlig som på begynnelsen av 1970-tallet. Det ble først foreslått en åpen skjæring med en kort kulvert på ca. 50 meter for kryssende trafikk. Gjennom flere prosjekteringsfaser har tunnelen økt til en lengde på 700 meter, både som følge av protester fra beboerne, men også fordi det gradvis har oppstått en økt forståelse for nødvendigheten av å bevare et godt miljø.

Tunnelen passerer gjennom et boligområde hvor 50 hus ligger innen en avstand på 6 - 35 meter fra tunnelen. En eksisterende jernbanelinje for godstrafikk hadde allerede åpnet en korridor gjennom området, slik at kun mindre ekspropriasjoner var nødvendig.

Tunnelen, som er Norges hittil lengste i sitt slag, er blitt bygd etter "cover and cut"-metoden, med mesteparten av gravearbeidene utført etter at takplaten er støpt. Til tross for at tunnelen går gjennom leire med grunnvannstand nær terrengoverflaten, har Vegvesenet valgt en metode med drenert bunnplate.

Grunnforholdene varierer fra middels fast til bløt marin leire med kvikke partier i den nordre delen av tunnelen. Leira er overkonsolidert med et forbelastningstrykk på 150 til 200 kPa. Det er ikke observert spesielt permeable lag i leira.

I tillegg til å beskrive teknisk løsning og utførelse, er også kvalitetskontroll og instrumentering beskrevet nærmere. En omfattende kontroll har blitt gjennomført. Kontrollprogrammet omfatter geometrisk kontroll av spuntveggene, deformasjoner av spuntveggen under de ulike gravefasene og setningsmålinger av tunnel, terreng og nærliggende hus. Instrumentering er utført på to forskjellige steder. Jordtrykksceller,

strekklapper og inklinometerkanaler ble montert før ramming. Videre er det satt ned poretrykksmålere i ulik dybde og avstand fra spuntveggene.

Stålspunten er gitt ekstra godstykkelse og er ikke korrosjonsbeskyttet utover dette. Konstruksjonen vil bli fulgt opp med langtidsmålinger.

Fig. 1 Oversikt over området med fotomontasje av tunnelen

2. GRUNNFORHOLD. GEOTEKNISKE PARAMETRE

Terrenget i området er relativt flatt med et svakt fall mot øst. Grunnundersøkelser langs tunneltraseen viser mektige løsmasseavsetninger. I nordenden er det registrert fjell i ca. 13 meters dybde. For øvrig er det ikke registrert fjell ved boringer inntil 20 - 30 meters dybde. Grunnvannet står 1 - 2 meter under naturlig terreng.

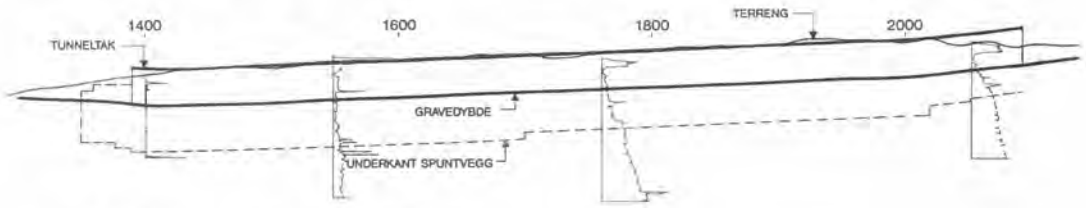


Fig. 2 Lengdeprofil av tunnelen

Grunnen består av en overkonsolidert middels fast til bløt marin leire under et lag på 1 - 2 meter med hovedsakelig ensgradert sand. Ødometerforsøk på leira viser at det er overkonsoliderte masser med et forbelastningstrykk $\Delta p_c' = p_c' - p_o$ på 150 til 200 kPa,

noe som også stemmer overens med dilatometerforsøk. Den marine leira er relativt homogen uten permeable lag. Ved graving av en parallell grøft for omlegging av rør før tunnelarbeidene startet, ble det relativt hyppig observert droppstein på ca. 50 cm størrelse i leira.

Mot nord blir leira gradvis mer sensitiv med partier bestående av kvikkleire. Et vanninnhold på omkring 30 % ± 10 % kan sies å være representativt for hele tunneltraseen. Leirinnholdet er typisk rundt 30 %.

Selv om leira endrer karakter fra å være lite sensitiv i sør til å bli meget sensitiv i nord, er det liten forskjell i styrkeparametrene. Resultater fra til sammen 35 treaksialforsøk (CIU), både aktive og passive, viser en overraskende likhet mellom spenningsstier for prøver fra samme dybde for hele området. Forskjellen er at den sensitive leira gir en mer kontraktant bruddutvikling.

En dimensjoneringslinje for udrenert skjærstyrke er valgt med bakgrunn i treaksialforsøkene ved 2 % deformasjon, og med støtte i dilatometerforsøk og ødometerforsøk ($s_u = 0.25\ p_c'$; erfaringsverdier for norske leirer). Resultater fra rutineundersøkelser på uforstyrrede prøver viser 30 - 40 % lavere udrenert skjærstyrke, og er ikke tatt hensyn til ved dimensjoneringen.

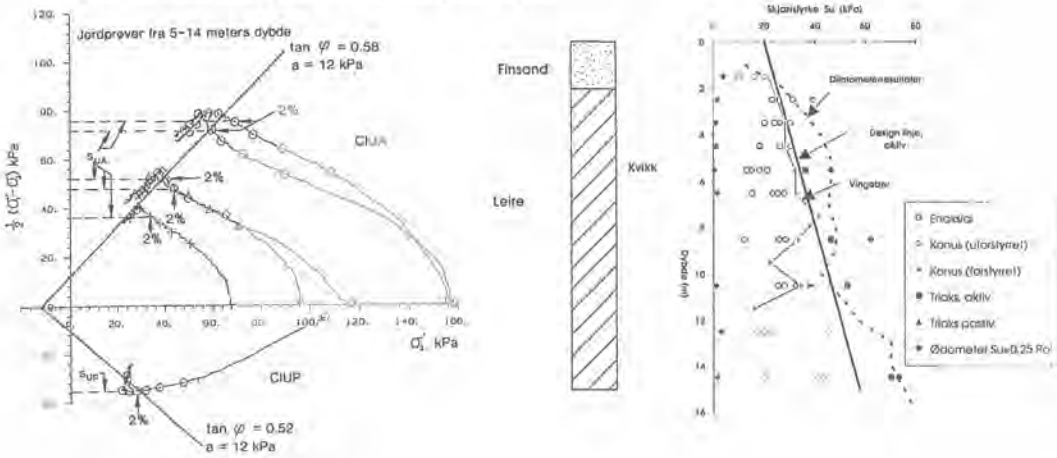


Fig. 3 Resultater fra felt- og laboratorieundersøkelser

En oversikt over jordparametre er gitt i Fig. 4.

Dybde	γ	a	tan ϕ_A	tan ϕ_P	K_0'	M	OCR
m	kN/m^3	kN/m^2				kN/m^2	
0-3	20	0	0,7	0,7	1,0	6000	4
3-5	20	8	0,58	0,52	1,0	6000	3
5-8	20	12	0,58	0,52	0,88	6000	2,5
8 →	20	12	0,58	0,52	0,75	6000	2

$s_{uA} = 20 + 2.5 \cdot z$ [kPa]

$s_{uP} = 0.75 \cdot s_{uA}$

Fig. 4 Oversikt over jordparametre

3. DIMENSJONERING AV SPUNT

Bestemmelse av nødvendig spuntlengde er basert på udrenert skjærstyrke. Samme dimensjoneringsparametre er benyttet for hele tunnelen. På grunn av varierende sensitivitet langs tunneltraseen er det anvendt forskjellige materialfaktorer. For den nordre delen (pr. 1340 - 1700) er materialfaktoren $\gamma_m = 1.35$, mens den for pr. 1700 - 2090 er $\gamma_m = 1.25$.

På prosjekteringsstadiet ble det antatt en maksimal gravedybde på 6 meter regnet fra topp spunt. Seksjonsvis utgravning med fortløpende støping av bunnplaten, etter at toppdekket er støpt, ble tatt hensyn til ved dimensjoneringen ved henholdsvis å øke og minske grenseverdiene for passivt og aktivt jordtrykk. Det ble forutsatt seksjonslengder på 15 meter.

Terrenget varierer relativt til overkant spuntvegg langs tunnelen. Vertikallasten bak spuntveggen varierer også, i og med at avstanden til jernbanen varierer. For mesteparten av strekningen er avstanden fra spuntvegg til sville ca. 2 meter. Den mest kritiske del av tunnelen krevde en spuntlengde på 13 meter, samt et spuntprofil med momentkapasitet på rundt 450 kNm/m (korttidstilstanden, før bunnplaten er støpt).

Beregningene viste at det var nødvendig med en spunttype med motstandsmoment på 2000 cm^3/m (stålkvalitet St Sp S, flytespenning $f_y = 355$ N/mm^2). Det er tatt hensyn til at utnyttet stålspenning ikke skal overstige 2/3 av flytespenning. Dersom spuntprofilet har låser i nøytralaksen, skal motstandsmomentet økes med 20 %.

For langtidstilstanden er kapasiteten for spuntprofilet (korrodert tverrsnitt) kontrollert med effektivspenningsanalyser med materialfaktor på $\gamma_m = 1.4$. Spuntveggen er også

kontrollert for en situasjon hvor hviletrykket er antatt å være reetablert.

En kan nevne at det under gravearbeidene oppsto 2 mindre uhell.

Det første skjedde i forbindelse med utgravning av en spuntet forskjæring i nord. Det var forutsatt at spunten skulle ha midlertidig avstivning i toppen ved utgravning til full dybde som var inntil 3 meter under topp spunt. Bak spunten var det anlagt anleggsveg med nivå ca. 1,5 meter over spunttopp. Ved en misforståelse ble utgravning foretatt uten avstivning. Forholdet ble oppdaget samme dagen og tilbakefylling ble gjort umiddelbart. I mellomtiden hadde spuntveggen beveget seg horisontalt inntil 20 cm i toppen.

Det andre skjedde i forbindelse med utgravning fra nivå 2,3 meter under spunttopp og ned til traubunn innvendig i tunnelen. Det var foreskrevet en skråningshelning på 2:1. På et tidspunkt var skråningen nærmest vertikal, hvilket medførte en mindre utglidning.

De to nevnte tilfellene skapte ingen problemer for fremdriften og den ferdige tunnel.

4. TEKNISK LØSNING OG UTFØRELSE

Tunnelen er bygd etter "cover and cut" prinsippet med mesteparten av arbeidene utført under toppdekket. Den første arbeidsoperasjon var å flytte 900 meter av en eksisterende jernbane noe til siden for å gjøre plass til tunnelen. Deretter ble det spuntet to rader med 10 meters innbyrdes avstand med opptil 13 meter spuntlengde. Spunten fungerer som permanent bærende vegger i tunnelen.

Fig. 5 Spuntramming

Spunttypen Larssen 606 RD (rolled down) er benyttet for hele konstruksjonen. Den ble levert som trippelnåler med klemte låser.

Vibrolodd (type ICE 416) med to klemmer ble benyttet til neddrivning av spunten. Dette loddet skulle vise seg å være meget effektivt i disse løsmassene. Som eksempel kan det nevnes at totalt 1680 m^2 spuntvegg (78 trippelnåler) ble rammet på et 11-timers skift. Justering av spunttoppen til korrekt nivå er da ikke medregnet. Droppstein med størrelse opptil 50 cm, tidvis enda større, ble relativt hyppig observert i forbindelse med grøftegraving før anleggsstart. Disse steinene skapte likevel lite eller ingen problemer for spuntrammingen. Trippelnålene hadde en bra sideveis stabilitet. Steinene ble derfor enten skjøvet til side, eller dyttet ned, uten å medføre helningsavvik for spuntveggen.

Utgravning ble så foretatt til mellom 2,3 og 2,6 meters dybde regnet fra topp spunt, og toppdekke ble støpt med seksjonslengder på 24 meter. Det ble benyttet en forskalingsvogn som kunne rulles langs H-bjelker hengt opp på spuntveggene. Etter at vognen var flyttet til riktig posisjon, ble den løftet opp med et hydraulisk jekkesystem og låst oppunder med senkekiler. Det ble bygd to vogner og arbeidene foregikk parallelt fra begge ender av tunnelen.

Etter at toppdekket var støpt, ble videre utgravning til traubunnsnivå med fortløpende støping av bunnplate utført i seksjoner på 12 meter. Bunnplaten fungerer som nedre permanente stiver.

Det er valgt en utradisjonell løsning for bunnplaten. I stedet for å bygge en vanntett løsning, er det etablert et drenssystem under bunnplaten. Spuntlåsene er tettet i hele spuntens lengde, ved sveising over traubunnsnivå, og bruk av et kunststofftilsatt bitumenkitt under. Grunnvannet blir tvunget under spuntspissen, hvilket medfører en lang strømningsvei og liten innlekkasje av grunnvann. Det ble beregnet en innlekkasje på 10 l/time for hele tunnelen, da basert på en permeabilitetskoeffisient på 10^{-7} cm/s (vurdert ut fra ødometerforsøk). Vanlige nedbørsforhold er derfor nok til å opprettholde grunnvannsnivået.

Den beregnede innlekkasjen er senere verifisert ved måling av vannet som renner inn i siste nedstrøms sandfang.

En drenert løsning for bunnplaten fører til en stasjonær strømningsprosess, som igjen gir reduserte poretrykk i forhold til initialtilstanden omkring spunten. Den lange strømningsvegen fører imidlertid til at poretrykksreduksjonen, og også terrengsetningene, blir relativt små på utsiden av spuntveggene.

Setninger som følge av poretrykksreduksjon er avhengig av om resulterende effektivspenninger overstiger de initielle effektivspenninger. En poretrykksreduksjon alene vil gi økte effektivspenninger i leira. Utgravning og bygging av kulvert representerer en nettoavlastning.

På Fig. 6 er det vist et tverrsnitt av tunnelen.

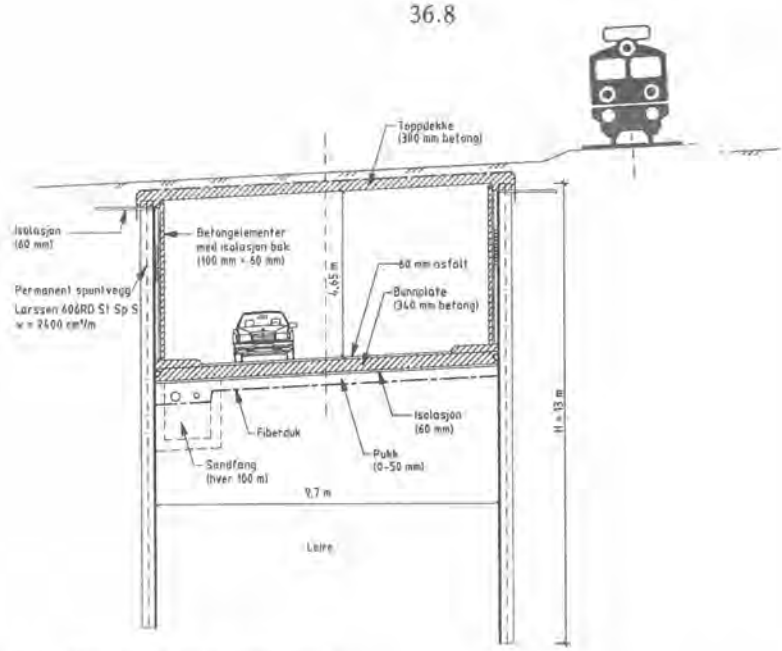


Fig. 6 Tverrsnitt av miljøtunnelen

Etter at bunnplaten var støpt, ble det sveiset konsoller på spuntveggen som senere ble understøpt av fortauet. Hensikten med konsollenes er å føre vekt av takplate og overfylt jord, samt nyttelast på takplaten, ned til bunnplaten. En får dermed sikret den frie høyden i tunnelen.

Spuntveggene har ingen korrosjonsbeskyttelse. Et korrodert tverrsnitt må derfor legges til grunn ved beregninger for permanenttilstanden. NGI har vurdert korrosjonshastigheten til å være liten i den marine leira. Usikkerheten ligger i de øverste 1 - 2 meter bestående hovedsakelig av ensgradert sand. En dimensjonerende korrosjonshastighet på 0,05 mm pr. år er lagt til grunn, tilsvarende en levetid for konstruksjonen på 100 år.

For mesteparten av tunnelen er gjenstående spunttverrsnitt etter korrosjon nødvendig for langtidstilstanden. Det er derfor svært lite å spare på å variere spuntprofilene.

Korrosjonshastigheten vil bli kontrollert systematisk. Dersom korrosjonshastigheten skulle vise seg å bli større enn forutsatt, er det plass til permanente betongvegger på innsiden av spunten. Spuntlåsene er sveiset, slik at spuntveggene også er forberedt for katodisk beskyttelse.

5. GEOTEKNISK KONTROLL

5.1 Kvalitetskontroll

Under spuntarbeidene ble det utført rutinemessige kontroller for hver ca. 10 meter. Rammingen ble stanset når spuntnålen stakk ca. 4 meter over terrengnivå. Loddavvik ble så målt både i, og normalt på, tunnelens lengderetning. Loddavvik ble målt med vater på en 3 meter lang rettholt. Etter at spuntveggen var rammet til endelig nivå, ble spunttoppen innmålt både i høyde og grunnriss.

Toleransegrensene var som følger:

Vertikalavvik begge retninger:	± 1 %
Høyde spunttopp:	± 5 cm
Plassering i grunnriss:	0/+ 10 cm

Til tross for strenge toleransekrav, hadde entreprenøren ingen problemer med å tilfredsstille disse. Bortsett fra forskjæringen i nord var det generelt svært få avvik utover toleransegrensene.

Entreprenøren måtte jobbe intenst de siste dagene for å kunne avslutte spuntarbeidene til tidsfristen. Tidspresset medvirket nok til de mange, og til dels store, avvikene i forskjæringen.

5.2 Setninger og deformasjoner

Med hensyn til de totale terrengsetninger som vil inntreffe, skilles det mellom to ulike soner:

Sone I: Influenssone for både skjærdeformasjoner og konsolideringssetninger, anslagsvis avstand 0 til ca. 15 m fra spuntveggene.

Sone II: Influenssone bare for konsolideringssetninger, avstand større enn ca. 15 m fra spuntveggene.

En drenert løsning for bunnplaten fører som tidligere nevnt til en stasjonær strømningsprosess. Dette gir reduserte poretrykk i forhold til initialtilstanden omkring spunten. Det som over er betegnet som konsolideringssetninger har sin årsak i den drenerte løsningen for bunnplaten.

Terrengsetninger pga. skjærdeformasjoner vil komme i byggefasen. Disse er uavhengige av om det velges drenert eller tett bunnplate. Et overslag vedrørende tidsforløpet til konsolideringssetningene, tilsier at det går mellom 30 og 60 år før 90 % av setningene er unnagjort. 50 % av konsolideringssetningene vil være unnagjort på 6 - 12 år, mens 25 % konsolidering vil inntre mellom 1,5 og 3 år.

Avstand fra spunt (m)	Terrengsetning pga. poretrykksreduksjon (cm)	Terrengsetning pga. skjærdeformasjoner (cm)	Totalsetning (cm)
0	6	9 (6)	15 (12)
5	4	6 (4)	10 (8)
10	2,5	3 (2)	5,5 (4,5)
15	2	-	2
20	1,5	-	1,5
30	≈ 0	-	0

Fig. 7 Forventede terrengsetninger

Før takplaten ble støpt, ble det gravd ut inntil 2,6 meter regnet fra spunttopp. Terrenghøyden på utsiden av spuntveggene varierer hovedsakelig fra 0,5 meter under spunttopp til 1 meter over spunttopp. Spuntveggene ble stående uavstivet inntil takplaten ble støpt (1 uke eller mer).

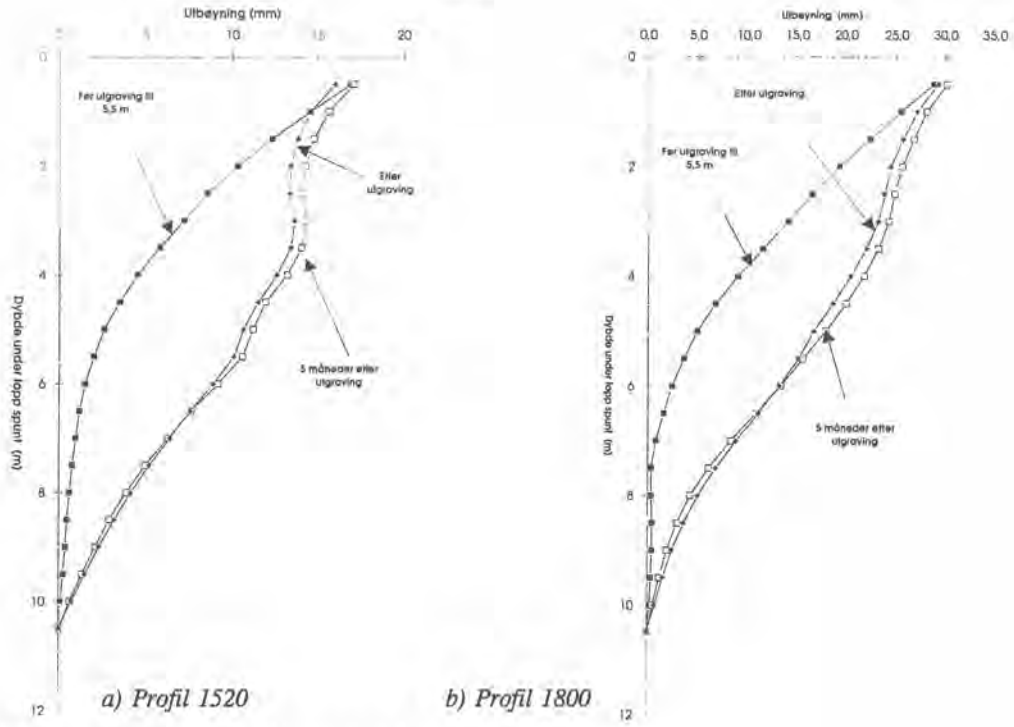
Målte verdier for innbøyning av spunttopp varierer mellom 1 og 4 cm.

Forventede terrengsetninger pga. skjærdeformasjoner i Fig. 7 er basert på at bunnplaten skulle støpes i seksjoner på 15 meter, og at traubunnen stod frigravd i hele seksjonens lengde. Horisontalbevegelse av spuntveggene i nivå med bunnplaten ble for denne situasjonen vurdert til 5 cm.

Anlegget valgte imidlertid å gå noe gunstigere fram enn det som ble forutsatt under prosjektering. For det første ble bunnplaten støpt i seksjoner på 12 meter. Dessuten ble det fylt opp med pukk etter hvert som utgravningen pågikk, slik at gravemaskinen skulle få et bæredyktig lag å arbeide fra. Støpesyklusen for bunnplateseksjonene var på 4 dager.

En skulle således forvente at spuntveggenes horisontalbevegelse i nivå med bunnplaten ble betydelig mindre enn 5 cm.

Fig. 8 viser resultater fra inklinometermålinger. Som en kan se, er horisontalbevegelsen ved bunnplatenivå (4,6 til 5,0 meter fra spunttopp) bare 12 - 20 mm. Disse resultatene stemmer overens med rutinemessige målinger som ble utført for hver seksjon.



a) Profil 1520 *b) Profil 1800*

Fig. 8 Resultater fra inklinometermålinger

Årsaken til at det er ulike bevegelser for spunttoppen i de to diagrammene i Fig. 8, skyldes at gravedybden ved profil 1800 var 2,6 meter før toppdekket ble støpt, mens den i profil 1520 var 2,3 meter, målt fra topp spunt.

Setningsbolter for måling av terrengsetninger er også etablert. Resultater for profil 1800 er vist i Fig. 9. Som ventet er disse betydelig mindre enn verdiene for skjærdeformasjoner i Fig. 7 (østsiden).

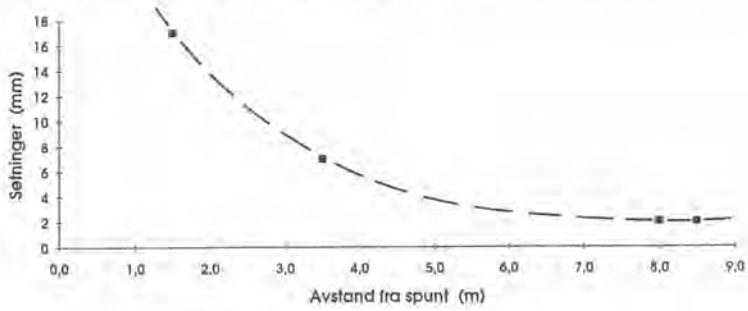


Fig. 9 Terrengsetninger i profil 1800

De samme terrengsetninger er plottet mot tid i Fig. 10. Setningsforløpet flater ut etter 1 - 3 måneder.

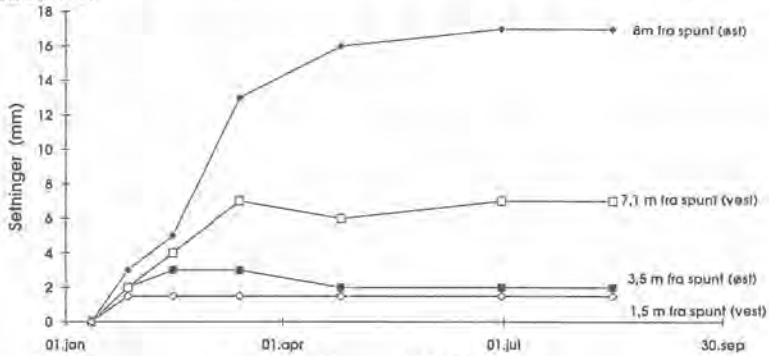


Fig. 10 Terrengsetninger mot tid, profil 1800

De totale terrengsetningene målt så langt er plottet på dimensjonsløs form i Fig. 11. I denne figuren er også vist de tre sonene som er foreslått av Peck [2], og som er basert på målte data fra dype utgravninger i ulike materialtyper.

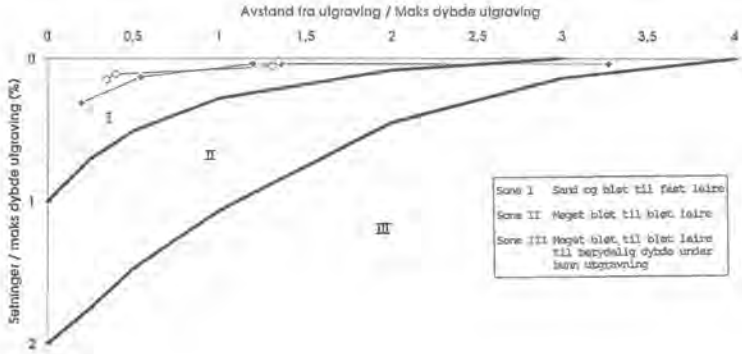


Fig. 11 Sammenligning av målte terrengsetninger mot verdier gitt av Peck (1969)

Alle hus innen en avstand på 6 - 35 meter fra spuntveggene er fulgt opp med nivelleringer. Så langt har ingen av husene, ei heller tunnelen, blitt utsatt for setninger.

5.3 Poretrykksmålinger

Totalt 34 målere er installert for registrering og overvåking av poretrykksutviklingen i området. Både hydrauliske og elektriske målere er i bruk. To og to målere er installert i forskjellig dybde for hver lokalitet.

Fig. 12 viser poretrykksutviklingen for to målere som står plassert ca. 5 meter fra spuntveggen i profil 1800 (østsiden).

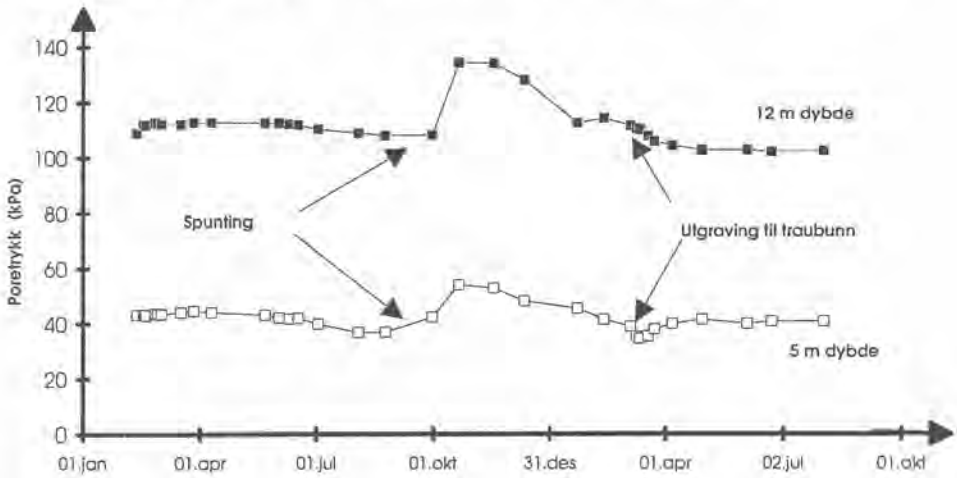


Fig. 12 Poretrykksutvikling i en avstand 5 meter fra spuntveggen

Spuntingen passerte pr. 1800 i løpet av første halvdel av oktober 1992. Som en ser av Fig. 12 førte spuntrammingen til et poreovertrykk på 15 - 30 kPa. Overtrykket avtar ned til det normale etter 3 - 4 måneder. Poreovertrykk er også registrert lenger vekk fra spuntveggen. 15 meter unna var overtrykket i størrelsesorden 10 - 15 kPa, og så langt unna som 30 meter kunne det registreres en svak økning ($\approx$ 5 kPa).

Utgravning til traubunn ble for dette profilet utført mellom 5. og 11. mars 1993. I denne perioden ble det gjort ganske tett med avlesninger for å kunne fange opp et eventuelt sug. I 5 meters dybde kan man se en svak reduksjon i poretrykket. Hovedkonklusjonen må imidlertid være at poretrykket nærmest er uberørt av utgravningen.

Poretrykket har nå stabilisert seg. Poretrykksreduksjonen som følge av den stasjonære strømningsprosessen ble vurdert til å bli 10 - 15 kPa i 12 meters dybde, og rundt 5 kPa i 5 meters dybde, i en avstand 5 meter bak spuntveggen. Basert på registreringer fra alle poretrykksmålerne synes det som om poretrykkene vil stabilisere seg på forventede verdier.

5.4 Instrumentering

Lik instrumentering er utført for østre spuntvegg i profil 1520 og i profil 1800. I profil 1800 er leira lite sensitiv, mens den i profil 1520 er middels til meget sensitiv.

Til sammen 9 jordtrykksceller er montert i hvert profil. Plasseringen er vist i Fig. 13.

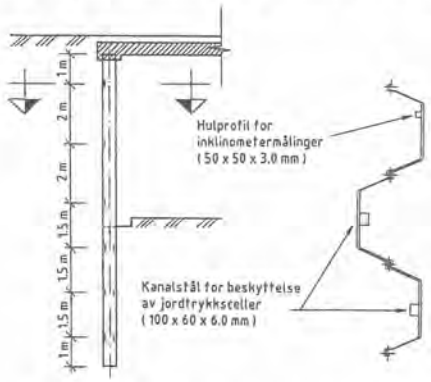


Fig. 13 Plassering av jordtrykksceller

Cellene er av typen Glötzl. Ved montering er det brent hull i spunten. Bak hullet er det sveiset på en 15 mm tykk plate. Cellen blir så støpt inn i epoksy mot bakplaten, slik at den flukter med spuntoverflaten. Slanger og koblinger blir beskyttet av et påsveiset kanalstål på baksiden. Fig. 14 viser arbeidet med monteringen av en jordtrykkscelle.

Fig. 14 Montering av jordtrykkscelle

Strekklapper av "halvbro"-type er limt til spuntoverflaten for hver meter som vist i Fig. 15.

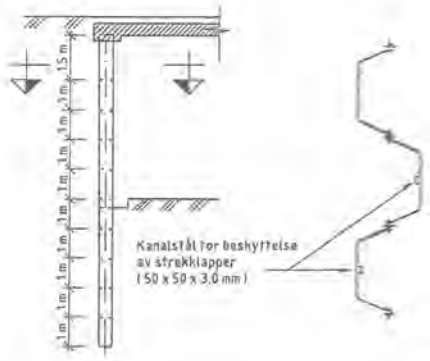


Fig. 15 Plassering av strekklapper

Kanalstål er også benyttet for beskyttelse av strekklappene. Disse ble punktsveiset til spunten før monteringen av strekklappene tok til. Rektangulære hull på ca. 40 x 80 mm ble laget i kanalstålet ved hvert punkt, og monteringen foregikk gjennom disse. Hullene ble dekket til med lokk, og alle sprekker ble forseglet med en tettemasse (silikon) for å hindre vann i å trenge inn.

5.5 Rystelser

Rystelser i forbindelse med anleggsarbeidene

Miljøtunnelen passerer svært tett inntil eksisterende bebyggelse, på det minste i ca. 6 meters avstand. Følgende grenseverdier ble gitt for tillatte rystelser:

- Svingehastighet målt på grunnmur generelt 7 mm/s
- Dersom rammingen ikke fører til kontinuerlige rystelser på bygningen, kan grensen økes til 12 mm/s.

Det var i tillegg tatt forbehold for å redusere rystelsene ved behov. Dette ved å redusere fallhøyde eller forgrave i bestemte avsnitt. Dersom grensene likevel ikke kunne overholdes, skulle grunneier kontaktes og grunnmur kontinuerlig overvåkes til rystelsene var under grenseverdien.

Rystelsene ble målt kontinuerlig langs hele traseen. Det har generelt vært få overskridelser. Det er justering av spunttopp en tid etter ramming, da spesielt forsøk på å heve spunten, som har medført høye enkeltmålinger.

Bortsett fra noen sprekker i ett hus, samt en garasje, er det ikke registrert skader i forbindelse med spuntarbeidene. Dette til tross for at en rekke av husene er bygget med murte blokker, eternittplater og betongelementer.

Rystelser fra trafikk i permanentsituasjonen

NGI har gjort en vurdering av rystelsesnivået som trafikk forventes å overføre til bolighus langs traseen [3]. Basert på en horisontal avstand på 12 m fra husvegg til senter av nærmeste kjørebane har følgende rystelsesnivå (vertikale rystelser) blitt beregnet, se Fig. 16. Det er forutsatt at vegbanen holdes helt slett.

KJØRETØY - KATEGORI	RYSTELSESNIVÅ, mm/s - rms, ls	
	Grunnmur ca. 12 m	Stuegulv ca. 18 m
Trailere	0.17	0.13
Lastebiler	0.11	0.09
Personbiler	0.02	0.02
Referansebil, Scania-Vabis 10 t	0.16	0.12

Fig. 16 Estimerte rystelser fra trafikk

Dette er rystelser som er lavere enn det mennesker vil oppfatte. Til sammenligning er det målt rystelser på 0,60 mm/s fra tog og 0,35 mm/s fra en lastebil som passerte, da målt på stuegulvet i det aktuelle huset.

Beregningen av rystelsene er basert på data for de forskjellige kjøretøykategoriene, innhentet ved rystelsesmålinger på en strekning av E 18 med betongdekke ved Sem i Vestfold. Trafikkforholdene ved Sem er antatt å være representative for tunnelen på Rv. 19.

I beregningene er det satt opp en forenklet modell for hvordan rystelsene overføres fra vegdekket i tunnelen til terrenget utenfor i forskjellige avstander. Modellen tar hensyn til tunnelens utforming, materialer og dimensjoner, i tillegg til grunnens dynamiske egenskaper på stedet. De dynamiske egenskaper er fastlagt ved overflatebølgeseismikk-målinger. Det er antatt at betongplate, oppbyggingen av vegen og grunnforholdene på målestedet ved Sem er representative for forholdene i og ved tunnelen, samt at pukken under sålen i tunnelen er drenert.

Kontrollmålinger er utført etter at tunnelen er ferdig. På stuegulvet ble rystelser fra referansebilen målt til 0,15 mm/s. Vertikale rystelser var helt dominerende. På grunnmuren og på kjellergulvet var rystelsesnivået kun en tredjedel av det som ble registrert på stuegulvet.

6. SAMMENLIGNING AV BEREGNEDE OG MÅLTE RESULTATER

6.1. Beregning av "som bygget"-tilstand

I tillegg til håndberegninger ble SPUNT-A2[4] benyttet til dimensjonering av spunten.

Som også nevnt i 5.2 ble det valgt å utføre utgraving til traubunnivå i seksjoner på 12 meters lengde. Dessuten ble pukk gradvis fylt tilbake, mens gravingen pågikk. For å ta hensyn til den gradvise tilbakefyllingen, er utgravningsdybde anvendt i beregningen redusert fra 5,5 meter til 5,2 meter, målt fra topp spunt.

Resultater fra SPUNT-A2 er vist i Fig. 17. En manuell udrenert totalspenningsmodell er benyttet. Jordartsparametrene er å finne under punkt 2. For å simulere virkelig tilstand er det ikke benyttet noen materialfaktor på den udrenerte skjærstyrken. Resultatene vil bli sammenlignet med målte verdier i 6.2.

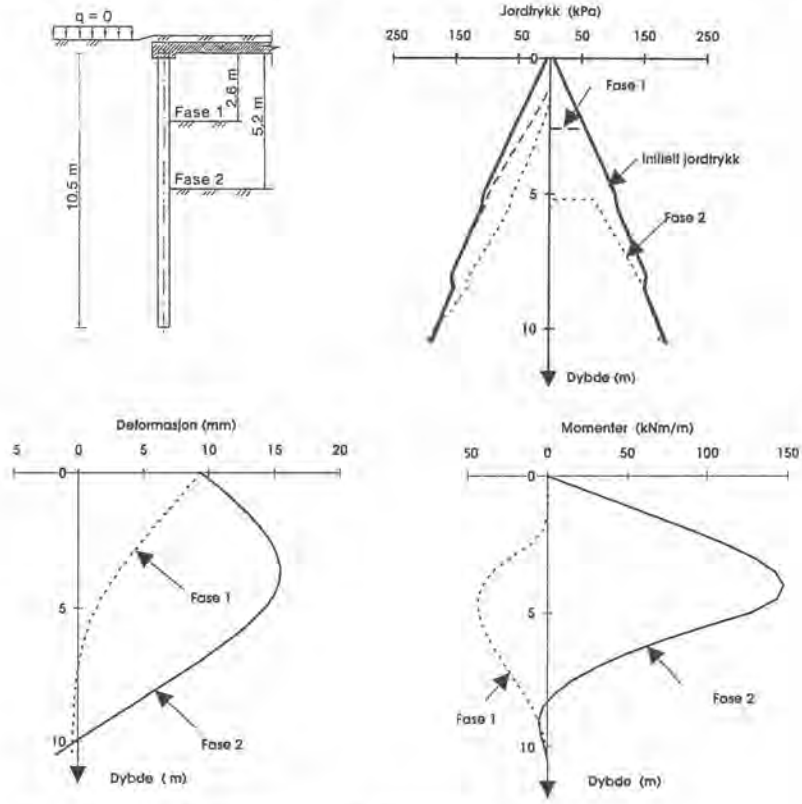


Fig. 17 Resultater fra beregning med SPUNT-A2

6.2 Sammenligning av beregnede og målte resultater

Initielt jordtrykk

Dilatometermålinger ble utført blant annet for å kunne vurdere initielt jordtrykk som inngangsdata til SPUNT-A2. Initielt jordtrykk basert på dilatometerforsøk er sammenlignet med målte verdier fra jordtrykksceller i Fig. 18.

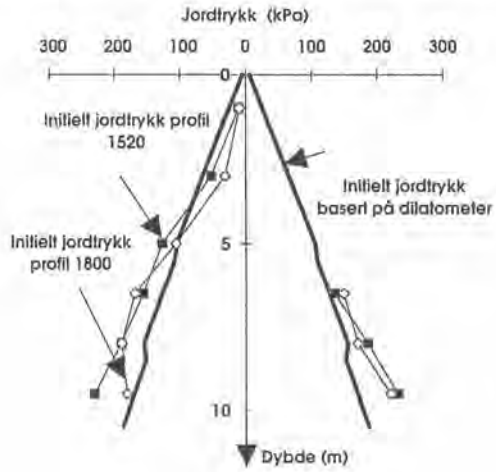


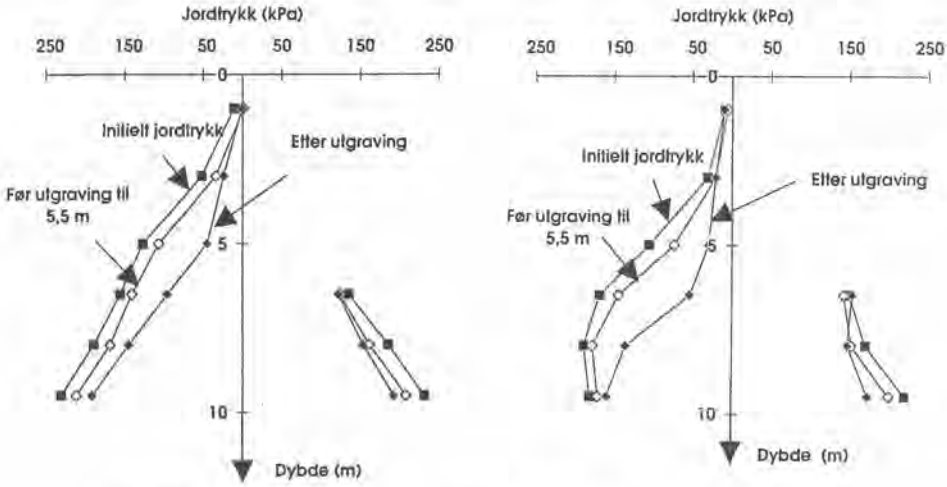
Fig. 18 Hviletrykk

Dilatometermålingene ble utført før byggestart, mens avlesninger av jordtrykkscellene for å bestemme initielt jordtrykk, ble gjort 2 1/2 måned etter spuntramming. Poreovertrykket fra rammingen skulle på det tidspunkt være utlignet.

Som en kan se av Fig. 18, er initielt jordtrykk fra jordtrykksceller faktisk høyere enn overlagringstrykket for dybder større enn 5 meter.

Målt jordtrykk for de ulike gravefasene

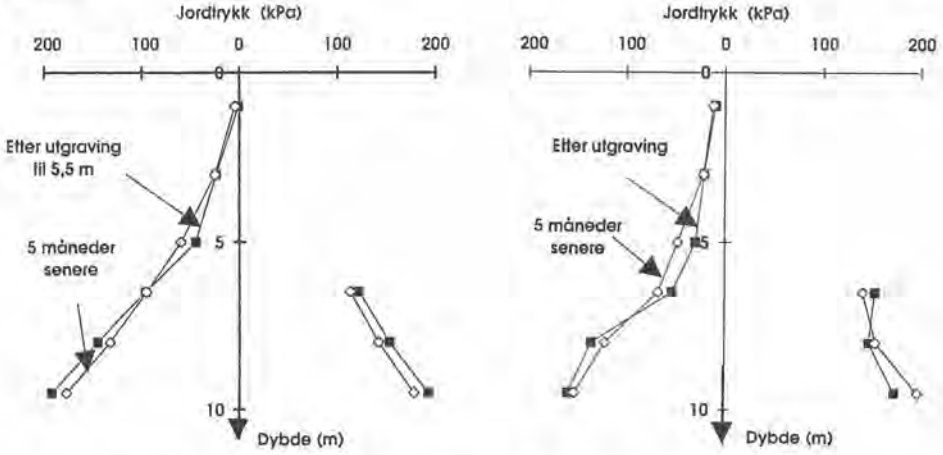
Fig. 19 gir en oversikt over resultater fra jordtrykksceller for de ulike gravefasene.



a) Profil 1520 *b) Profil 1800*

Fig. 19 Resultater fra jordtrykksceller for de ulike gravefaser

I Fig. 20 er det vist sammenligning mellom avlesninger gjort kort tid etter utgravning til traubunnivå og avlesninger gjort 5 måneder senere, dvs. etter at tunnelen er ferdig utgravd. Det må sies at det er overraskende små endringer i jordtrykket i løpet av den perioden.



a) Profil 1520 *b) Profil 1800*

Fig. 20 Resultater fra jordtrykksceller kort tid etter utgraving til traubunnsnivå sammenlignet med avlesninger gjort 5 måneder senere

Jordtrykksutvikling mot tid etter ramming er vist for 4 utvalgte jordtrykksceller i Fig. 21.

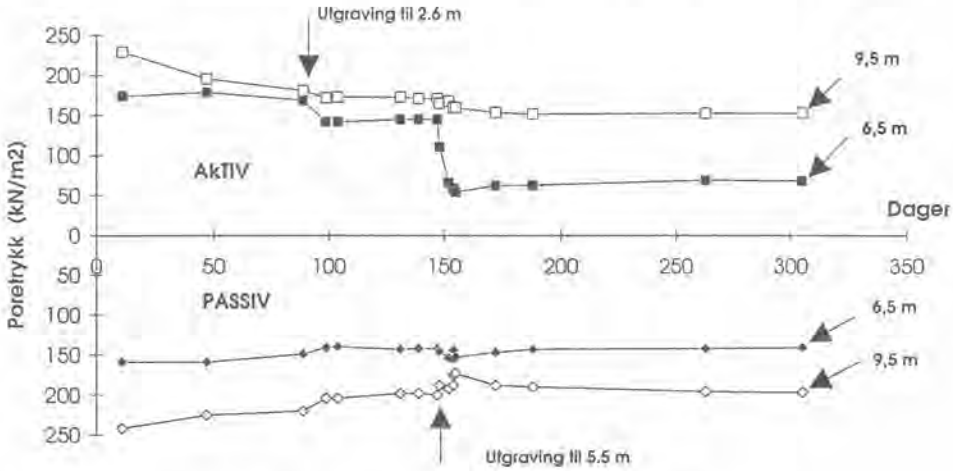


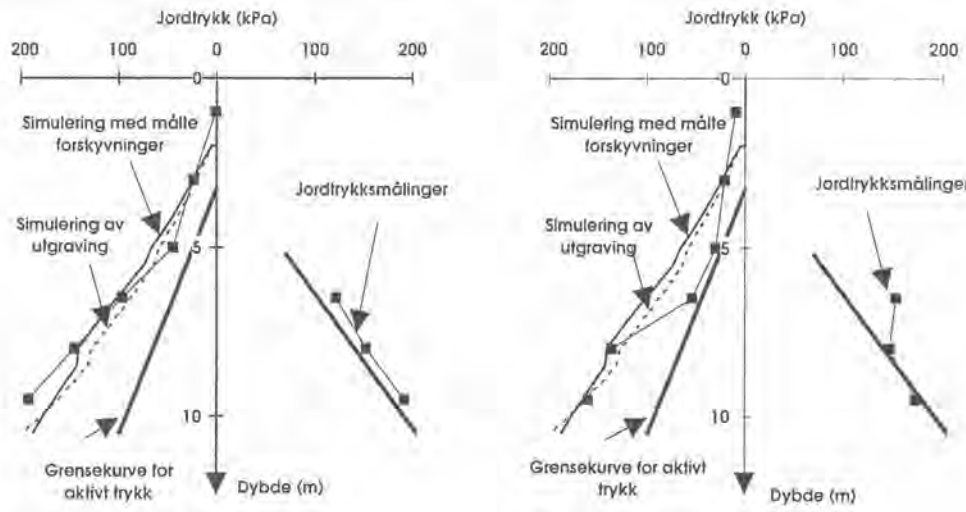
Fig. 21 Jordtrykksutvikling over tid for 4 utvalgte jordtrykksceller i profil 1800

Beregnede og målte jordtrykk

Sammenligninger gitt i Fig. 22 gjelder for situasjonen kort tid etter utgravning til traubunn. Resultater fra SPUNT-A2, benevnt "simulering av utgravning", er identiske med resultatene gitt for Fase 2 i Fig. 17.

I og med at SPUNT-A2 er et endelig elementmetodeprogram, kan målte horisontal-deformasjoner gis inn som spesifiserte forskyvninger. En får da beregnet jordtrykk og momenter som samsvarer med det målte forskyvningsbildet.

Målte deformasjoner fra inklinometermålinger (Fig. 8) er gitt som spesifiserte forskyvninger i SPUNT-A2. De beregnede jordtrykkene er inkludert i Fig. 22. De aktive og passive grensejordtrykkene er også tegnet inn. Disse nåes beregningsmessig bare ved full skjærmobilisering, dvs. for en mobiliseringsgrad lik 1,0. De samme grensejordtrykkene benyttes i forbindelse med håndberegninger.



a) Profil 1520 *b) Profil 1800*

Fig. 22 Sammenligning av beregnede og målte jordtrykk kort tid etter utgravning til traubunn

Resultater produsert av SPUNT-A2 er ikke plottet på passiv side. Dette fordi, jordtrykk fra spesifiserte forskyvninger så vel som fra simulering av utgravning, begge faller sammen med det passive grensejordtrykket, da bortsett fra de nederste 2 metrene (selv her er jordtrykket nær grenselinjen).

For profil 1520 er det meget bra samsvar mellom målte og beregnede jordtrykk. For profil 1800 gir cellene i 5 og 6,5 meters dybde et jordtrykk svært nær grenselinjen. På passiv side viser cellen i 6,5 meters dybde en langt større verdi enn beregnet. Forskjellen i de målte jordtrykkene for de to profilene kan skyldes ulike deformasjoner (se Fig. 8). Mer sannsynlig er kanskje den store forskjellen i leiras sensitivitet på de to aktuelle stedene. Sug og poreovertrykk på henholdsvis aktiv og passiv side er ikke årsaken alene, da senere avlesninger viser relativt stabile verdier for disse cellene (se Fig. 12 og Fig. 21).

Momenter

Forsøk på å måle tøyninger i spuntstålet ser ut til å ha blitt mislykket. Dette til tross for grundig og samvittighetsfull montering av strekklappene. Vi er foreløpig ikke sikre på hva som er gått galt, men en sannsynlig mulighet er at vann kan ha trengt inn og forstyrret målingene. Veglaboratoriet har tidligere utført instrumenteringsarbeider med gode resultater fra strekklappmålinger.

Momenter kan imidlertid beregnes med bakgrunn i målte deformasjoner fra inklinometermålingene. Momentverdier er hentet fra en SPUNT-A2 beregning hvor

spesifiserte forskyvninger er gitt som inngangsdata. Momentdiagrammene i Fig. 23 representerer situasjonen kort tid etter utgravning til traubunn. Se også de tilsvarende deformasjonsforløp i Fig. 8.

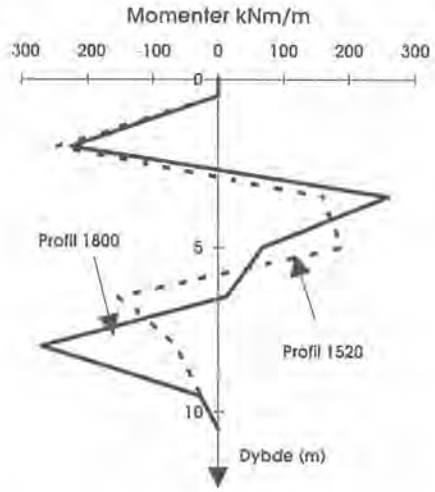


Fig. 23 Momenter beregnet på bakgrunn av deformasjonsforløpet til spunten

Åpenbart er det dårlig overensstemmelse mellom målte (Fig. 8) og beregnede (Fig. 17) deformasjoner (eller momenter) for spuntveggen.

7. KOSTNADER OG FRAMDRIFT. HOVEDENTREPRENØR

Spuntarbeidene startet opp i midten av september 1992 og ble avsluttet to måneder senere. Første takseksjon ble støpt i søndre ende sist i oktober, og nordre ende to måneder senere. En støpesyklus på en uke ble fulgt fra begge ender, og 18. mars 1993 var betongtaket ferdigstøpt.

Innvendig utgravning, med fortløpende støping av bunnplateseksjoner, startet opp umiddelbart etter at første takplateseksjon var ferdig. Siste bunnplateseksjon ble støpt 13. mai 1993.

Tunnelen ble åpnet for trafikk 22. oktober 1993.

Statens vegvesen Vestfold var hovedentreprenør og utførte mesteparten av arbeidene selv. Flere underentreprenører var dog involvert, og spuntarbeidene representerte det største enkeltanbudet. Kostnadene for spuntarbeidene beløp seg til 14.3 millioner (eksl. mva.) og inkluderte levering, ramming og låsetetting.

Konstruksjonskostnadene for tunnelen er på 65 millioner (inkl. mva.), dvs. ca. kr. 93.000,- pr. løpemeter tunnel. Inkludert i denne prisen er 40 meter med støttemurer i begge ender (og på begge sider). Omlegging av 900 meter jernbane er ikke inkludert.

8. KONKLUSJONER

Tunnelen er gitt en meget enkel teknisk løsning som igjen resulterer i lave kostnader. Løsningen er imidlertid noe utradisjonell, da den er fundamentert i middels fast til bløt leire (delvis kvikk) uten kontakt med fjell. En drenert løsning for bunnplaten er også valgt, enda grunnvannsnivået står nær terrengoverflaten.

Resultater fra instrumentering og kontroll stemmer bra overens med de vurderinger og beregninger som ble utført under prosjektering.

For å kunne dokumentere langtidsvirkninger, vil konstruksjonen bli overvåket i flere år etter ferdigstillelse.

9. REFERANSER

1. ØSTLID, H. (1993). The Norwegian road to bridge quality. Nordic Road & Transport Research No. 2 1993, 18-19.

2. PECK, R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground: state of the art report. Proc. 7th Int. conf. on soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, State of the art vol., 225-290.

3. NGI-rapport 913020-1 (1992). Rv. 310 Horten - Borre, Miljøtunnel. Vurdering av rystelser fra trafikk.

4. SINTEF-rapport STF69 F88007 (1988). SPUNT-A2. Et program for analysering av spunt- og slissevegger. Dokumentasjon og manual. Versjon A2.

5. AABØE, R. (1993). Miljøtunnel i leire, Vestfold. Innlegg til Kursdagene på NTH, 6. - 8. januar 1993.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

V - MUR, LILLEHAMMER

Sivilingeniør Torgeir Haugen, GeoVita as

SAMMENDRAG

En 13 m høy armert jord skråning ble bygget på Lillehammer sommeren 1993, i forbindelse med den nye Sentrumsforbindelsen. Det ble valgt en løsning med vegetasjonkledd front for å oppnå best mulig støydemping. Fronten har en helning på 60°. På et platå nederst mot vegen ble det plantet trær for å dempe inntrykket av den høye skråningen. Jordarmeringen består av en tettvevet polyesterduk med høy styrke og stivhet i strekkretningen. Bruk av fiberduk som jordarmering ble forkastet utfra dens tøyningsegenskaper. Avstanden mellom hoved-armeringslagene er 1.0 - 1.5 m og bredden på den armerte sonen er 7.8 m, dvs. 0.6 ganger høyden. Prosjektering ble utført i henhold til Statens vegvesen, Håndbok 016. Stedlige masser ble brukt som tilbakefyllingsmasser, og det ble stilt strenge krav til dokumentasjon av korn-fordeling, vanninnhold og komprimering. Målinger viser forskyvninger utover i toppen av skråningen på 10 - 15 mm i løpet av de første ca. 4 måneder etter at skråningen var ferdig bygget. Temperaturfølere er også montert. Målinger vil pågå over flere år.

1. INNLEDNING

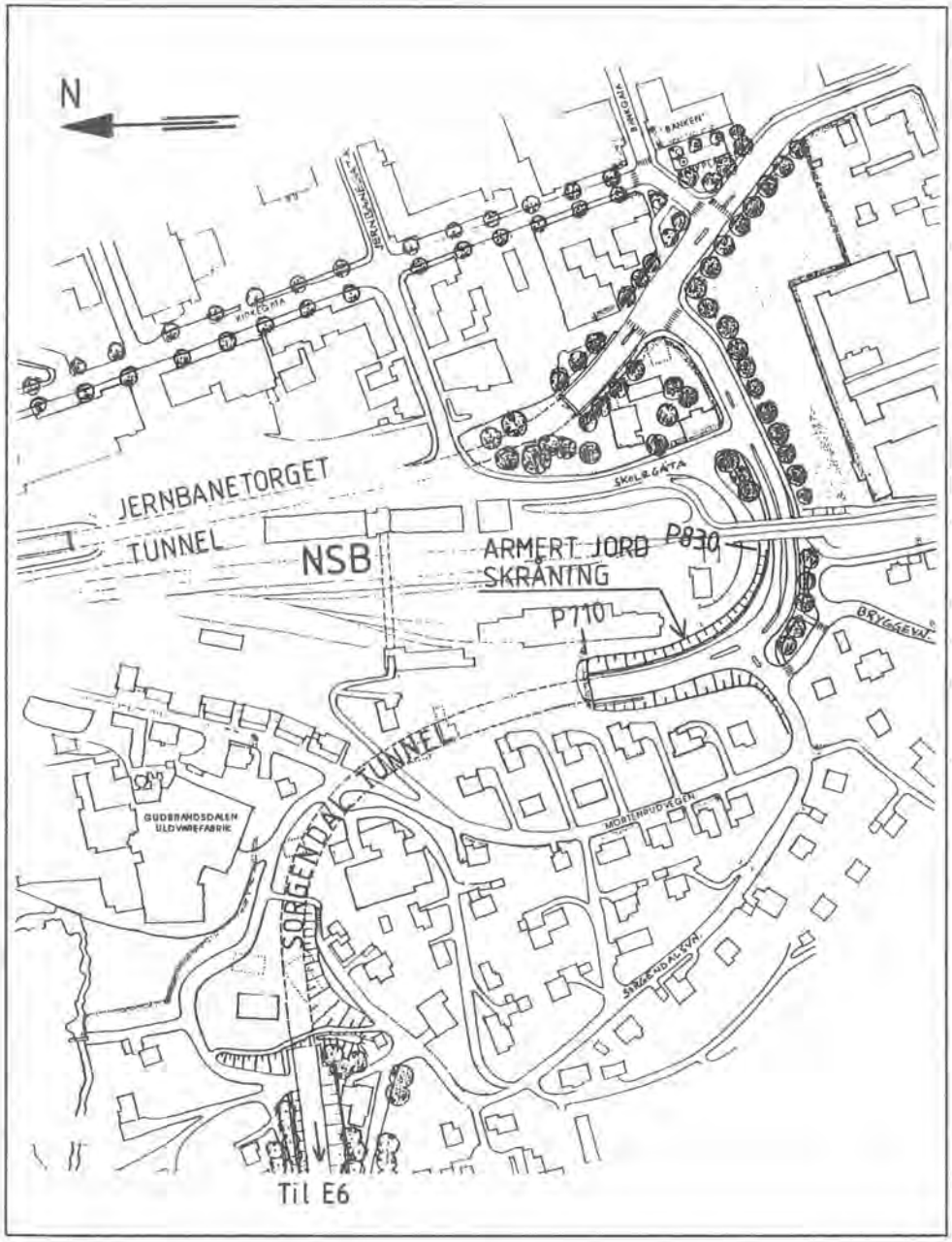
Ny sentrumsforbindelse til Lillehammer sentrum har vært på tale i nesten 25 år. Beslutning om bygging ble tatt i mai 1991. Reguleringsplan ble vedtatt i desember 1991. Utarbeidelse av byggeplan og anbudsdokumenter foregikk i tidsrommet fra desember 1991 til april 1992 og byggestart var juni 1992. Fra oppstart med reguleringsplan til ferdig byggeplan gikk det altså bare 9-10 måneder. Veganlegget ble åpnet 10. juli 1993.

Byggherre var Statens vegvesen Oppland og hovedentreprenør A/S Veidekke.
Prosjekteringsgruppen besto av følgende firmaer:

ViaNova (samferdsel), Aas-Jakobsen (byggeteknikk), GeoVita (geoteknikk), Knut Selberg (arkitekt), Moen og Feste (landskapsarkitekt) og Rasmussen & Strand (elektroteknikk).

Beliggenheten av den nye forbindelsen fra E6 til Lillehammer sentrum er vist i Fig. 1. Sentrale elementer i anlegget er to løsmassetunneler. Sorgendal tunnel er en 270 m lang betongtunnel som ligger like nedenfor (vest for) jernbanestasjonen. Jernbanetorget tunnel er en 260 m lang betongtunnel under Jernbanetorget rett utenfor stasjonsbygningen.

For å beslaglegge minst mulig areal ved det øvre utløpet av Sorgendal tunnel ble det valgt å bygge en armert jord skråning mot NSB's område. Dette gjelder en strekning på ca. 120 m



Figur 1. Kartutsnitt, Lillehammer sentrum, med deler av den nye Sentrumsforbindelsen

fra tunnelportalen til dagens jernbanebru like sør for stasjonen, med et totalt frontareal på 1620 m^2. Dermed kunne verdifulle parkeringsarealer i nær tilknytning til stasjonen, som ble sterkt berørt av gravearbeidene, reetableres etter at tunnelen og den armerte skråningen var bygget.

2. GRUNNFORHOLD

De naturlige løsmassene i dette området består av relativt fast lagrede sandmasser med varierende innhold av grus og silt. På grunnlag av utførte total- og ramsonderinger, prøveserier og treaksialforsøk ble det fastsatt styrkeparametre og skråningshelninger i løsmasseskjæringene. Karakteristisk friksjonsvinkel $\phi = 36°$ og attraksjon $a = 10$ kN/m^2 ble valgt ved beregning av totalstabilitet av den armerte skråningen, mens $a = 0$ ble valgt ved beregning av intern stabilitet.

Graveskråningen opp mot NSB-området ble spesifisert med en helning maks. 1:1.5. Erfaringene fra gravearbeidene tilsier at dette var noe konservativt. Det viste seg at de store løsmasseskjæringene kunne utføres noe brattere og man sparte dermed endel kostnader knyttet til midlertidige støttekonstruksjoner på deler av anlegget. Det oppstod situasjoner underveis hvor det opplagt var konflikt mellom det geoteknisk konsulent kunne dokumentere av tilstrekkelig sikkerhet og det som byggherre og entreprenør var villige til å akseptere av risiko, basert på deres stedlige erfaringer.

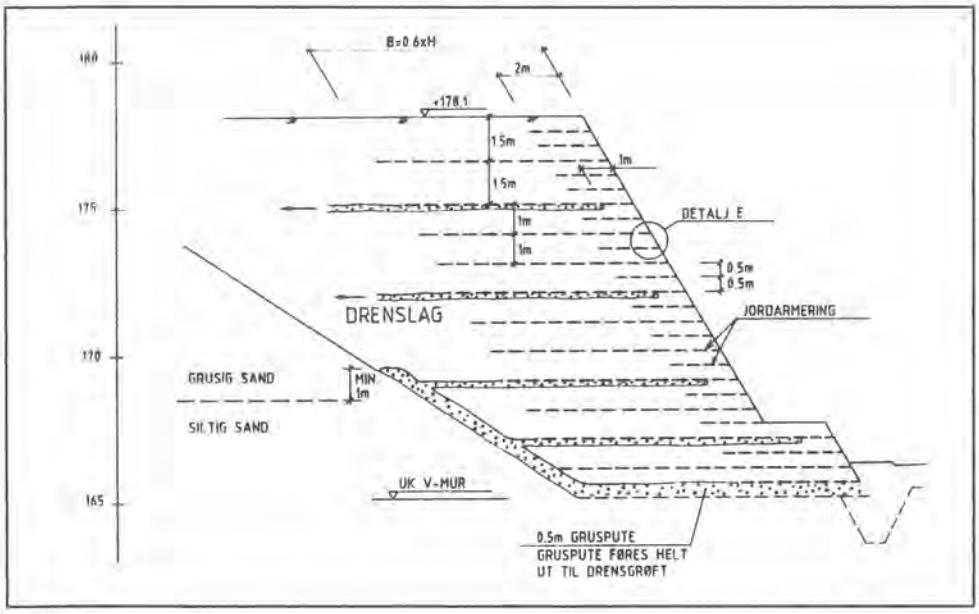
Graveskråningen i bakkant av den armerte konstruksjonen ble utført med helning ca. 1:1.3. Skjæringen var i sin helhet i løsmasser og den naturlige grunnvannstanden var omtrent ved bunn av utgravingen.

3. ARMERT JORD SKRÅNING. VALG AV TEKNISK LØSNING

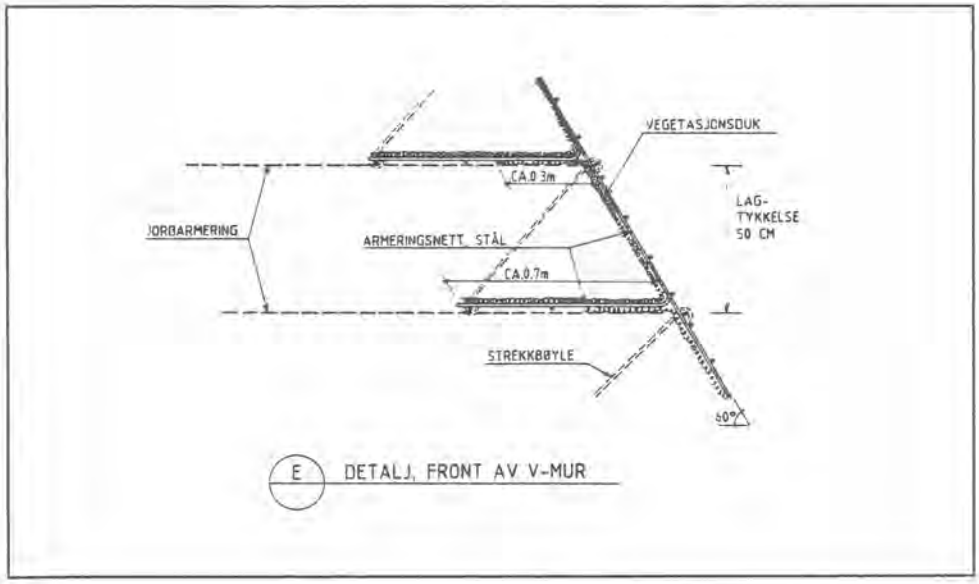
Utfra byggetekniske og geotekniske forhold var det mange ulike typer løsninger som kunne tilfredsstille kravene til gjenvinning av areal mot NSB. Et sentralt spørsmål var imidlertid hvilken frontløsning som skulle velges, utfra estetiske og støymessige hensyn. Vegen ligger tett opptil et boligområde og det var svært viktig å begrense støyulempene mest mulig. I tillegg ble det lagt vekt på å oppnå lave vedlikeholdskostnader. Med dette som utgangspunkt kom man fram til at det burde velges en løsning med vegetasjonskledd front. Et typisk snitt av konstruksjonen er vist i Fig. 2. Dette er et snitt ved P715 like ved tunnelportalen hvor høyden på den armerte konstruksjonen er 13 m; det høyeste som er bygget av denne type her i landet. Høyden avtar gradvis til ca. 5 m ved avslutningen ved P830.

Frontløsningen er vist i Fig. 3. Helningen ved fronten er 60°.

Det ble gitt mulighet for å framlegge alternativ løsning. Det ble imidlertid stilt krav om dokumentasjon av at støyrefleksjonen ikke ville bli større enn for den prosjekterte løsning, foruten at det krevdes full geoteknisk dokumentasjon.



Figur 2. Snitt av armert jord skråning mot NSB



Figur 3. Frontløsning

Konstruksjonen består av følgende elementer, se Fig. 2 og 3:

- Gruspute. Tykkelse 0.5 m. Denne ble lagt nederst for å sikre drenasje ut til drensgrøfta for vegen. Grusputa ble ført opp til ca. 1 m over et lagskille mellom grusig sand og siltig sand i skjæringen bak.

- Frontarmeringsnett. Armeringsjern ø10 mm. Nettene ble sveiset på stedet i lengder á ca. 2 m. Høyde på nettene er 0.5 m og tilsvarer lagtykkelsen ved utlegging av bakfyllmasser. Ved montering og før tilbakefylling med jordmasser ble det montert en strekkbøyle for å sikre stabil fronthelning på 60°.

- Jordarmering. Type Televev 150/45 ble valgt. Jfr. senere kommentarer vedrørende dimensjonering og materialvalg. Avstanden mellom hovedarmeringslagene er 1.0 m, bortsett fra to hovedsjikt á 1.5 m øverst. I tillegg ble det lagt ut jordarmering for hver 0.5 m i de ytterste 2 m ved fronten.

- Vegetasjonslag og vegetasjonsduk. I den ytterste ca. 50 cm sonen mot fronten ble det lagt inn matjord som ble stampet manuelt. Vekstfrø ble blandet inn i massene ved fronten. Omkring disse massene ble det lagt en vegetasjonsduk av polyester og ull, for at massene ikke skulle rase ut.

- Tilbakefyllingsmasser. Det ble anvendt stedlige masser ved tilbakefylling, bestående av siltig, grusig sand.

- Drenslag. For å oppfylle kravet om selvdrenerende masser angitt i Staten vegvesen, håndbok 016, ble det lagt inn 20 cm tykke drenslag av grus bak til graveskråningen, se Fig. 2.

- Vegetasjonsmasse. Etter at konstruksjonen var ferdig bygget ble det sprøytet på en vegetasjonsmasse som, i tillegg til frøene som allerede var blandet inn i frontmassene, skulle sikre gode vekstforhold i fronten. Foruten frø inneholdt massen limstoff og gjødning.

Erfaringer fra prosjekteringen, dvs. beregningsfasen og forhold knyttet til materialvalg, fra selve utførelsen samt foreliggende deformasjonsmålinger er omtalt i de følgende avsnitt.

4. GEOTEKNISK PROSJEKTERING

De geotekniske beregningene skal ikke her gjennomgås i detalj. Beregningsmetodene gitt i Statens vegvesen, håndbok 016, ble anvendt. Det dannet grunnlaget for fastsettelse av lagtykkelser, dimensjonerende strekkstyrke i jordarmeringen og bredden på den armerte sonen, dvs. alle beregninger knyttet til den indre stabiliteten av konstruksjonen. Når det gjelder den ytre stabiliteten måtte beregningsgrunnlaget tilpasses noe, da anvisningene i håndbok 016 ikke helt dekket den aktuelle geometri.

Veglaboratoriet har den formelle godkjenningsmyndighet når det gjelder armert jord

konstruksjoner for vegprosjekter i Norge. Beregninger ble forelagt Veglaboratoriet og godkjent med visse bemerkninger vedrørende tilbakefyllingsmassene. Dette er nærmere omtalt i avsnitt 6 nedenfor.

På dette stadiet av planleggingen var det et definert klart skille mellom det som angikk de geotekniske krav til jordarmering (plassering i konstruksjonen og krav til strekkstyrke) og det som hadde med frontløsningen å gjøre. Det ble opplyst til geoteknisk konsulent at frontløsningen var patentert. Henvisning til leverandør ble dermed tatt med i anbudsgrunnlaget, mens den armerte sonen var basert på de nevnte beregninger.

5. VALG AV TYPE JORDARMERING

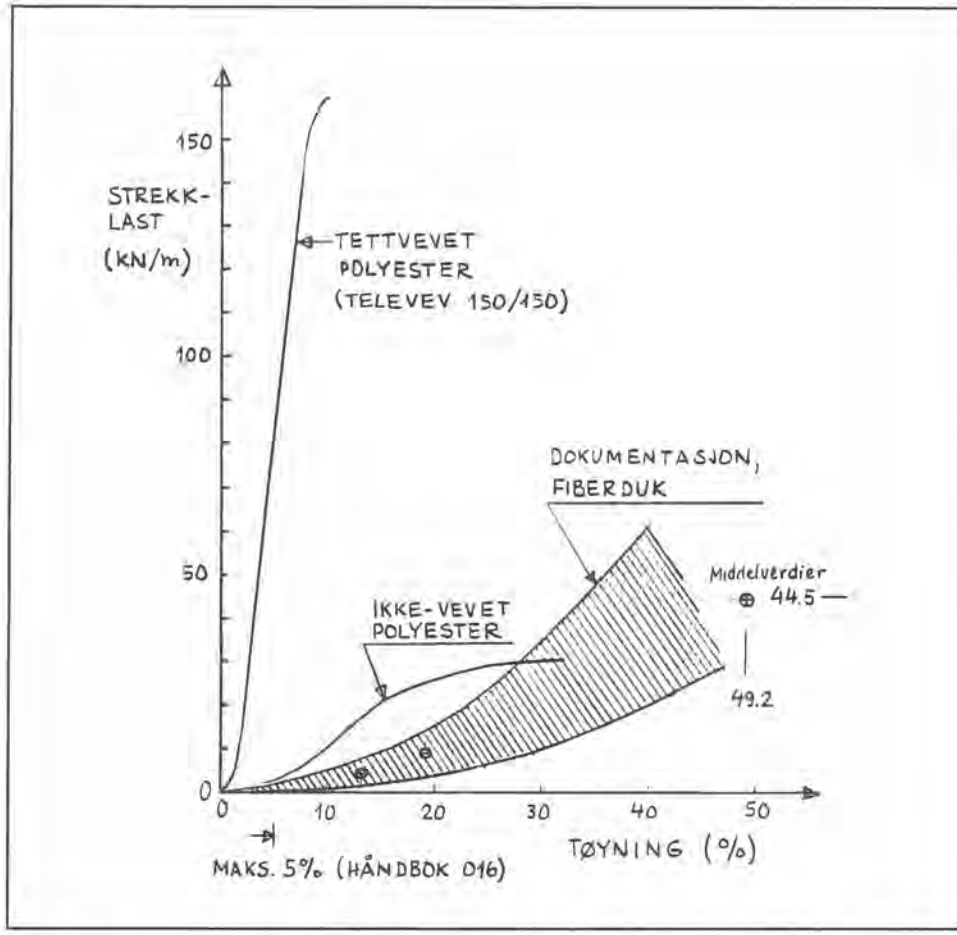
En viktig faktor ved dimensjonering av armert jord konstruksjoner er armeringens tøyningsegenskaper. Håndbok 016 angir at den totale tøyning i løpet av en konstruksjons levetid ikke bør overstige 5%. Blant de produkter som idag finnes på markedet er det tettvevet polyesterduk som utviser de beste tøyningsegenskaper. Televev 150/45 ble spesifisert i anbudsgrunnlaget. Det ble åpnet for alternative materialer, men dette skulle evt. forelegges byggherren for kontroll og godkjennelse.

Da tiden for utførelse nærmet seg ble det fra entreprenørens leverandør av materialer til den armerte konstruksjonen, lagt fram dokumentasjon av en alternativ løsning når det gjaldt type jordarmering og avstanden mellom lagene. Løsningen var basert på en filtet fiberduk som jordarmering. Det ble lagt fram dokumentasjon av dette materialets last-tøyningsegenskaper. Tallene er framstilt i diagrammet i Fig. 4. Som vist er spredningen i tallmaterialet stort, se det skraverte området. Til sammenligning viser diagrammet last-tøyningskurver for en tettvevet polyester-duk tilsvarende den som var beskrevet i anbudet.

Som vist i sammenstillingen i Fig. 4 er det stor forskjell i last-tøyningsegenskapene for disse materialene. Den framlagte løsningen ble forkastet av byggherren, med støtte i kravet til tøyningsegenskapene angitt i håndbok 016. Som det framgår av Fig. 4 viser fiberduken framlagt som alternativ løsning en tøyning på fra 10 til 25% ved en strekklast på ca. 5 kN/m.

Dette ble avgjørende for valg av type jordarmering. Løsningen med fiberduk som jordarmering ble som sagt forkastet. Resultatet var at avtaler om leveranser ble annulert og A/S Veidekke besørget selv innkjøp av alle materialer. Alt ansvar for konstruksjonen ble overført til entreprenøren. Konstruksjonen fikk etter avtale mellom Statens vegvesen Oppland og A/S Veidekke navnet V-mur.

Fiberdukens last-tøyningsegenskaper slik de er vist i Fig. 4 er fra laboratorieforsøk. Det er hevdet at fiberduken har helt andre egenskaper under jordtrykk i en konstruksjon enn det som framkommer av laboratorieforsøk på duken alene. Det bør iallefall slås fast at kravet til maksimal tøyning av jordarmeringen i en ferdig konstruksjon er høyst berettiget. Utfordringen ligger i å øke våre kunnskaper og forståelse av samvirket mellom jorda og jordarmeringen. Gjennom flere fullskalaforsøk bør man tilstrebe å videreutvikle både beregningsmetoder og forståelsen av materialegenskaper i armert jord konstruksjoner, og på det grunnlaget videreutvikle metoder og fastsette krav tilpasset norske forhold.

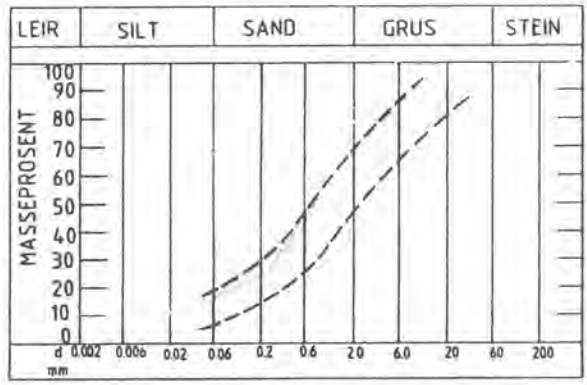


Figur 4. Last-tøyningskurver for ulike materialer; polyesterduk og fiberduk

6. KRAV TIL TILBAKEFYLLINGSMASSER

I håndbok 016 er det gitt visse krav til masser som skal brukes i en armert jord konstruksjon. I dette tilfellet var følgende krav stilt: For det første skal massene i frysesonen ytterst normalt bestå av ikke-telefarlige masser (telegruppe T1). Videre skal massene være selvdrenerende, dvs. ha en gjennomgang på maks. 8% på 0.075 mm siktet.

Kornfordelingsanalyser på de stedlige utgravde masser ble utført for om mulig å finne fram til masser som kunne brukes direkte. Typiske kornfordelingskurver for de stedlige masser er vist i Fig. 5. Siltinnholdet i massene viste seg å være noe større enn det som var angitt som krav, men ble akseptert under forutsetning av at det ble lagt inn drenerende lag av grus som vist på Fig. 2.



Figur 5. Krav til kornfordelingskurver

Det oppstod her en konflikt mellom følgende to forhold: På den ene siden ønsket/kravet om selvdrenerende masser for å unngå at det skal oppstå poretrykk i den armerte konstruksjonen. På den annen siden tilgangen på vann fram til fronten og betydningen av massenes evne til å holde på fuktighet for å oppnå gode vekstvilkår. En mangler foreløpig langtids-erfaringer med denne type konstruksjoner her i landet. Med tanke på utnyttelse av stedlige masser vil det være viktig ikke å stille unødvendig strenge krav til kornfordelingen, samtidig som frostskader ved fronten og utilsiktede poretrykk i den armerte sonen må unngås.

7. NOEN ERFARINGER FRA UTFØRELSEN

A/S Veidekke fullførte arbeidene med denne armerte jord skråningen innen den forutsatte tidsfrist og med et resultat som må sies å være svært vellykket. Dette ble oppnådd til tross for en svært anstrengt framdriftsplan og til tross for uklarheter med hensyn til leveranser helt fram til byggestart.

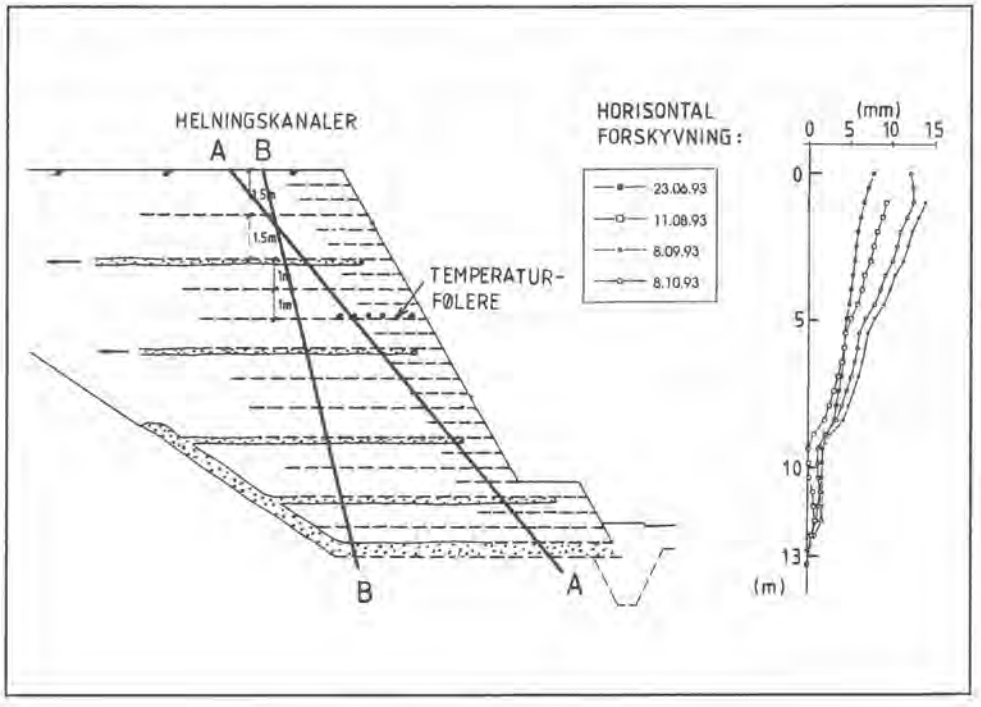
I samarbeide med byggherren ble det fastsatt rutiner med hensyn til kontroll av tilbake-fyllingsmassene. Det gjaldt både kontroll av kornfordeling, vanninnhold og komprimerings-grad. Materialets kornfordelingskurve skulle ligge innenfor grenser som vist i Fig. 5. Massene ble komprimert til pakningsgrad 95% Proctor. Med tanke på vanninnhold og komprimering er værforholdene selvsagt svært avgjørende ved denne type arbeider. Det var gunstige værforhold stort sett i hele byggeperioden fra ca. 10. mars til ca. 15. juni.

Skråningen har en buet form både omkring tunnelportalen og langs det meste av skråningen opp mot NSB-området. Dette stilte spesielle krav til kontroll av geometri under hele byggeprosessen. Entreprenøren framholder nettopp den grundige kontrollen av alle arbeidene som en viktig forutsetning for det gode resultatet som er oppnådd.

Når det gjelder fronten av skråningen har denne i løpet av sommeren 1993 gradvis blitt grønnere og grønnere. Det er fortsatt (like før første snøfall i oktober) noen små felter hvor veksten er dårlig, men helhetsbildet er svært bra. Som nevnt ble det blandet inn frø i matjorda ved fronten, og det ble påsprøytet vegetasjonsmasse etter at skråningen var ferdig bygget. Entreprenøren mener det første har hatt stor betydning, men i ettertid er det vanskelig å trekke konklusjoner m.h.t. hva som har betydd mest. Avgjørende for det gode resultatet så langt når det gjelder grønn front er opplagt den regnfulle sommeren 1993.

8. MÅLERESULTATER

Instrumentering er montert og målinger utføres av Veglaboratoriet. Det ble installert 2 stk. helningskanaler som vist på Fig. 6. Hensikten er å måle utviklingen av horisontale forskyvninger ved fronten av skråningen. Dette er av spesiell interesse siden konstruksjonen er den høyeste av sitt slag til nå i Norge. Videre ble det montert inn 6 stk. temperaturfølere for måling av temperatur i massene. Slike målinger er med på å øke kunnskapen om armert jord skråninger. Det er meningen at målinger skal pågå over flere år slik at utviklingen over lang tid kan følges.



Figur 6. Instrumentering. Måleresultater.

Helningskanalene ble plassert som vist på Fig. 6. Kanal A har helning ca. 50° og måle-resultatene fra denne gir ikke et korrekt bilde av de horisontale forskyvninger. Setninger vil i like stor grad påvirke målingene. Kanal B er gunstigere plassert i så måte, men ligger noe for langt bak fronten til å fange opp de totale horisontale forskyvningene i den armerte sonen. Som vist er det i løpet av de ca. 4 første måneder etter at skråningen var ferdig bygget målt horisontale forskyvninger på 10 -15 mm.

*****

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1993

FORSEGLING AV FORURENSEDE BUNNSEDIMENTER. NORZINK, ODDA
Covering of contaminated sediments, Norzink Odda

Sivilingeniør Ola Bruskeland, NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

SAMMENDRAG

I 70-årene ble det klart at Sørfjorden var alvorlig forurenset av tungmetaller. Dette var bl.a et resultat av mangeårige utslipp fra produksjon og deponier ved Norzink ved Eitrheimsvågen, Odda. I 1986 ble utslippene sterkt redusert uten at dette bedret kvaliteten på overflatevannet i fjorden. Grundige studier av NIVA viste at forholdet skyldtes oppvirvling av forurensede sjøbunnsedimenter i den grunne Eitrheimsvågen og erosjon/utvasking fra forurenset grunn på land. Det er gjennomført tiltak ved tildekking av ca 70.000 m^2 sjøbunn med sand lagt ut på en filterduk. All utlekking fra den oppfylte, indre del av Vågen hindres av en "ny" strandlinje med en demningskonstruksjon med tetningskjerne av stålspunt. Et større avskjærende drenasjeanlegg forhindrer tilsig av overvann og grunnvann til området. På grunn av svært bløte sedimenter og naturlig grunn av bløt leire, har både utleggingen av filterduk/sandlaget og byggingen av dammen vært utfordrende geotekniske og anleggstekniske oppgaver for planleggere INSTANES/NOTEBY og entreprenøren Selmer A.S. Oppfølgende målinger viste at gjennomføringen av prosjektet ikke førte til særlig spredning av forurensning fra området.

SUMMARY

The sediments of the Sørfjord in Hardanger, Norway, are severely contaminated by heavy metals (zink, copper, lead, mercury) from the production of zink. In 1986 the discharges to the fjord were virtually eliminated due to revised procedures for the deposit of production residues, improvements to existing residue fills and new water purification plants. However, the improvements did not result in a better surface water quality in the fjord. Further studies found this to be the result of wave generated disturbance and leaching from contaminated sediments in the shallow bay Eitrheimsvågen and leaching/erosion of contaminated fills along the bay. These sources of pollution have now been brought under controll by covering ca 70.000 m^2 of the bay sediments by a min 30 cm thick layer of clean sand placed on a synthetic filterfabric. An embankment with a core of steel sheet piles in front of the reclaimed part of the bay diverts contaminated ground- and surfacewaters to a treatment plant when necessary. The flow of ground/surfacewater to the reclaimed areas have been cut off by an 800 m long drainage trench. Due to very soft natural soils, the design and construction of these measures proved a challenge both for the consulting engineers INSTANES and NOTEBY, and the contractor Selmer A.S.

INNLEDNING

Alt i 70-årene ble det klart vist at Sørfjorden var alvorlig forurenset av tungmetaller. Bedriftene Norzink på Eitrheimsneset ved Odda, Odda Smelteverk og DNN Aluminium i Tyssedal litt lenger ute i fjorden, hadde alle forurensende utslipp og deponier.

Det Norske Zinkkompani A/S og senere Norzink A/S har drevet sinkproduksjon på Eitrheimsneset siden 1929, og det viste seg at utslipp fra denne bedriften var av særlig betydning for tungmetall-forurensningene i fjorden.

Omfattende tiltak reduserte utslippene fra Norzink til fjorden i 1986. Gjenværende forurensninger i grunnen og på sjøbunnen i Eitrheimsvågen ved bedriften ble imidlertid funnet å være en aktiv forurensningskilde som også måtte bringes under kontroll for å få tilfredsstillende forhold i fjorden. Etter flere år med studier og undersøkelser ble tiltak gjennomført 92/93.

LOKALISERING

Eitrheimsvågen ligger innerst i Sørfjorden med en fjellrik, lav halvøy med bedriften Norzink på den ene siden og boligområdet Tokheim, der terrenget stiger bratt opp mot Folgefonna, på den andre siden.

Vågen har gradvis blitt fylt igjen både med avfallsfyllinger fra bedriften og med sprengstein. Vågen er nå ca 550 m lang med en største bredde på ca 220 m og et gjennomsnittlig vanndyp på ca 6 m. Grunnen i vågen består av bløt til middels fast leire i tykkelser på opp til 30 m. Fjellgrunnen under danner et trau og stiger nær munningen opp igjen til ca kote -7. Den naturlige leirbunnen er dekket av et lag slam fra sinkproduksjonens avfallsfyllinger. På Tokheimsiden av vågen stiger terrenget bratt, hovedsaklig som store urer innerst og med mer bart fjell lenger ute.

FORURENSNINGSHISTORIE. PROBLEMSTILLING

Den elektrolyttiske fremstillingsprosessen for sink ga en produksjonsrest - lutingsresidue - med så høyt sinkinnhold at det ble lagret i en stor fylling mot Eitrheimsvågen med tanke på at bedrede produksjonsmetoder en gang i fremtiden kunne utvinne det gjenværende metallet.

På grunn av massenes konsistens gled og eroderte fyllingene ut og spredde seg over deler av selve Vågen både over og under vann. For å løse dette problemet ble det i 1950-årene foretatt stabiliserende tiltak i fyllingene. I 1954 ble det sprengt en tunnel gjennom neset slik at lutingsresiduet fra da av kunne slippes ut på dypt vann i selve Sørfjorden, og i 1964-68 ble store deler av residuefyllingene fjernet og eksportert for gjenvinning. Området ble imidlertid fortsatt brukt til lagring av andre residuetyper med innhold av kopper, bly og tinn.

Fra 1986 har Norzink lagret residuemassene i fjellhaller. Dette har sammen med andre produksjonsforbedringer redusert bedriftens utslipp til fjorden med over 95 %. Samtidig ble utlekking fra de største residuefyllingene i Vågen stoppet med en 725 m lang avskjærende spuntvegg av betong langs foten av deponiene. Sprengstein fra fjellhallene er brukt til oppfylling i Vågen. Kfr. fig 38.1

Oppfølgende undersøkelser viste at tiltakene var virksomme for vannkvaliteten i Sørfjorden, bortsett fra for overflatevannet som fremdeles var betydelig påvirket av tungmetaller. Årsaken til dette ble funnet å være forholdene i Eitrheimsvågen. Tidevann og nedbør vasket ut metaller fra nedfylte residuemasser utenfor den avskjærende spuntveggen. Videre ble det påvist erosjon/direkteutlekking fra forurensede bunnsedimenter i selve den grunne Vågen.

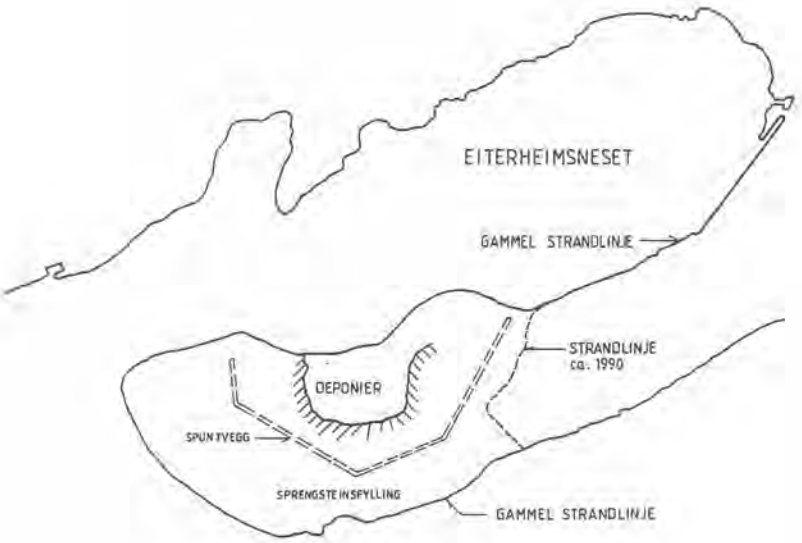


FIG. 38.1

PROSJEKT INDRE SØRFJORD. SEDIMENTUNDERSØKELSER OG TILTAKSFORSLAG 1985/88

Forholdene har først og fremst vært utredet i Prosjekt Indre Sørfjord iverksatt av Kontaktutvalget for miljøspørsmål i Odda, et samarbeid mellom Norzink A/S, Odda Smelteverk A/S, K/S Ilmenittsmelteverket A/S, Odda og Ullensvang kommuner, samt Odda og omegn faglige samorganisasjon

Fase 1

Basert på undersøkelser foretatt gjennom flere år i det Statlige program for forurensnings-overvåkning, fastslo NIVA i 1986 at bunnsedimentene i den indre del av Sørfjorden hadde ekstremt høyet innhold av tungmetallene sink, kobber, kadmium og bly i forhold til hva som til da hadde vært rapportert på verdensbasis. NIVA undersøkte også hvilke tiltak som hadde vært iverksatt internasjonalt mot slike forurensninger. De fant at benyttelse av grenseverdi-kriterier praktisert ved enkelte prosjekter i blant annet USA og Japan ville medføre overdekning av ca 2,6 mill m^2 sjøbunn eller mudring av min 700.000 m^3 bunnsedimenter. Konklusjonen var klar, det var behov for videre undersøkelser for å finne ut hvilke tiltak som virkelig var nødvendig ut fra et vitenskapelig grunnlag.

Fase 2

På grunnlag av utlekkingstester med prøver av sedimentene ble det i 1987 konkludert med at frigivelse av tungmetaller til fjordvannet fra sedimentene, først og fremst fant sted i grunne områder, dvs. Eitrheimsvågen. Oppvirvling på grunn av strøm og bølger samt biologisk aktivitet kunne føre til 20 - 450 ganger større utlekking av metaller enn fra uforstyrret sediment på større dyp. Forsøkene viste videre at utlekkingen kunne hindres ved tildekking med min 30 cm sand. Mulige tiltak var nå redusert til tildekking av bunnen i Vågen ned til ca 20 m dyp eller alternativt avstengning og gjenfylling av Vågen.

Oppfølgende undersøkelser i felten viste at opphøret av residue-utslippet til fjorden i 1986 hadde en klart forbedrene effekt på vannkvaliteten i fjorden, men overflatevannet var fremdeles forurenset i betydelig grad. Undersøkelsene viste også at dette ikke bare kunne skyldes de frittliggende bunnsedimentene i Eitrheimsvågen, men også utvasking fra forurenset grunn i den oppfylte del av Vågen, utenfor betongveggen rundt deponiene. I 1988 kunne det så konkluderes med at de resterende forurensningskildene i Eitrheimsvågen var:

- Oppvirvling av industrislam i grunnområdet 0-5 m. Hovedkilden
- Forurensningstransport til Vågen via sig av bekkevann/drensvann samt tidevanns-pumping, gjennom forurensede masser på land
- Direkte utlekking av metaller fra bunnsedimenter i den øvrige del av Vågen, 5-10 m dyp

Totalt antok NIVA at 30 tonn sink og 1 tonn kadmium ble løst ut fra Vågen pr år i tillegg til en enda større mengde oppvirvlet partikkelbundet metall.

Utover tiltaket med tildekking av Eitrheimsvågen viste det seg altså også behov for å hindre utvasking fra de oppfylte områdene ved kontroll av grunn- og overvannstilsiget samt tidevannsinntrengningen i fyllingene.

Fase 3 Forprosjekt tiltak

Disse resultatene ble bearbeidet videre i et forprosjekt for alternative tiltak foreslått av INSTANES A/S og enkelte entreprenører. Fem løsninger ble gjenstand for nøye kost/nytte/-effekt vurderinger:

1 Tildekking av bunnsedimenter fra eksisterende spuntvegg til kote - 10 med fiberduk og sand, avskjærende drenasje av bekkevann/drensvann. Kostnad 16 mill

2 **Ny spuntvegg for å hindre inntrengning av tidevann og for full kontroll over vanntilsiget til Vågen, ellers som alternativ 1. Kostnad 23 mill.** Kfr. fig. 38.2

3 Cellespuntvegg over ytre del av Vågen og full gjenfylling. Kostnad 58 mill

4 Tildekking av bunn og strandsone med gysemasse/sprengstein på fiberduk. Kostnad 18,5 mill

5 Tildekking av bunnen med fiberduk og sand. Kostnad 4 mill

Alternativ 2 ble funnet å ha best kost/effekt verdi og ble lagt til grunn for hovedprosjektet.

Fra forslaget om tildekking av 2,6 mill m^2 sjøbunn i 1986 er saken nå redusert til et problemareal på 90-100.000 m^2, og et økonomisk gjennomførbart prosjekt for å løse dette klart dokumenterte problemet.

ALTERNATIV 2

Prinsipp: – Spuntvegg nær land i Eitrheimsvågen
– Tildekke fjordbunnen med fiberduk og skjellsand
– Gabioner for å stabilisere strandsonen
– Avskjærende grøft mot overvann

FIG. 38.2

HOVEDPROSJEKT

Den endelige prosjekteringen ble utført av INSTANES A/S med NOTEBY som geoteknisk/-miljøgeologisk underkonsulent. Borplanen er vist på fig. 38.3.

Prosjekteringsundersøkelser

NOTEBY utførte detaljundersøkelser av forurensningssituasjonen og grunnforholdene i prosjektområdet.

De miljøtekniske undersøkelsene skulle klarlegge følgende forhold:

- Mektighet og utbredelse av forurensede masser
- Forurensningsgrad
- Hydrogeologiske forhold i det oppfylte området, inklusive omfang av tidevannspåvirkning

Programmet omfattet installasjon av observasjonsbrønner og prøvetaking/kjemisk analyse (tungmetaller Cu, Zn, Cd, Pb, Hg) av grunnvann, jord og bunnsedimenter/residuemasser. I den sentrale del av Vågen viste disse seg å inneholde opptil 7% sink, 4% bly, 0,3 % kvikksølv og 0,08 % kadmium.

De geotekniske undersøkelsene omfattet:

- Fjellkontrollboringer (grøfter for drenasje/avskjæring av tilsig til Vågen)
- Geotekniske prøver, skjærfasthet og setningsegenskaper.
- Poretrykksforhold i Vågen.

Det ukonsoliderte residuelaget som skulle tildekkes, ble funnet å være opp til 1,5 m tykt med en kornfordeling som ensgradert middels til grov silt. Derunder fulgte silt fra 0 til 3 m med silt og bløt til middels fast leire, med skjærfasthet tildels under 10 kN/m^2. I linjen for den avskjærende tetningsveggen tvers over Vågen ble det ikke funnet kvikkleire, men at lommer av kvikkleire kunne påtreffes var kjent fra tidligere fyllingsarbeider i Vågen. Det viste seg å ikke være porevannsovertrykk i de dypereliggende leirmassene. Videre ble forholdene ikke funnet å være spesielt korrosive for bruk av stålspunt.

Bunntildekking

Tildekkingen består av > 30 cm sand lagt ut på en filterduk. I strandsonen er duken låst med gabioner som også sikrer mot erosjon i strandsonen.

Filterdukens funksjon er å hindere oppvirvling av residuemassene og innblanding av disse i sandlaget, dvs. å separere de forurensede sedimentene og sandlaget. Det ble benyttet en synkende 2 mm tykk kompositduk, fiberduk innvevd i en glassfiberarmert polyestervev. Dukens strekkstyrke var 50 kN/m. Totalt areal er ca 70.000 m^2 utenfor demningsvollen og ca 20.000 m^2 under og bak denne. Området er vist på fig 38.4

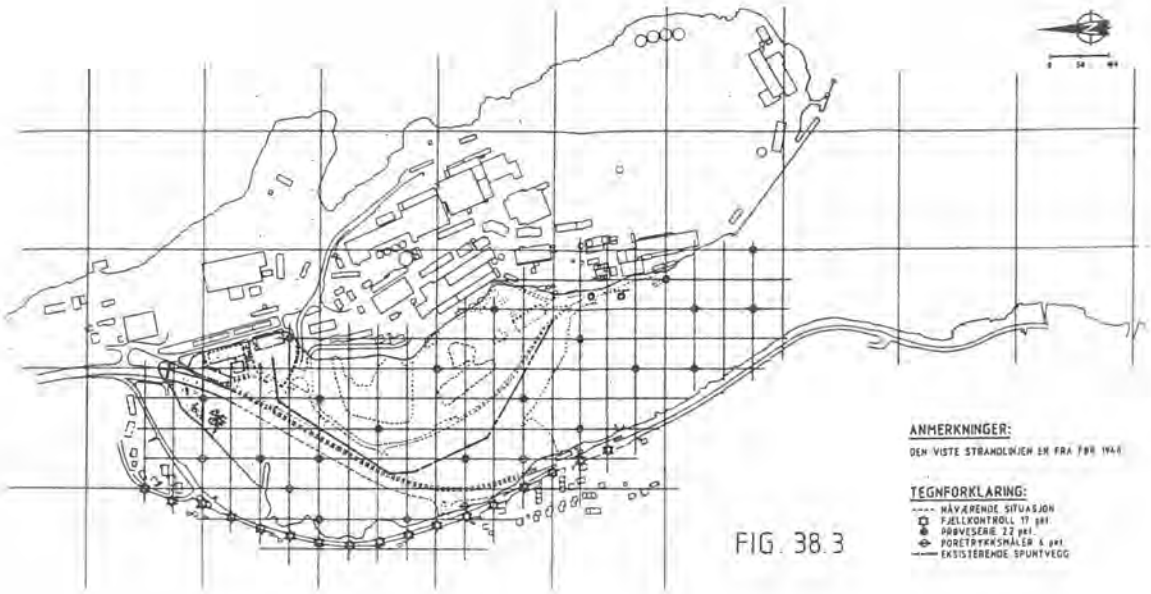


FIG. 38.3

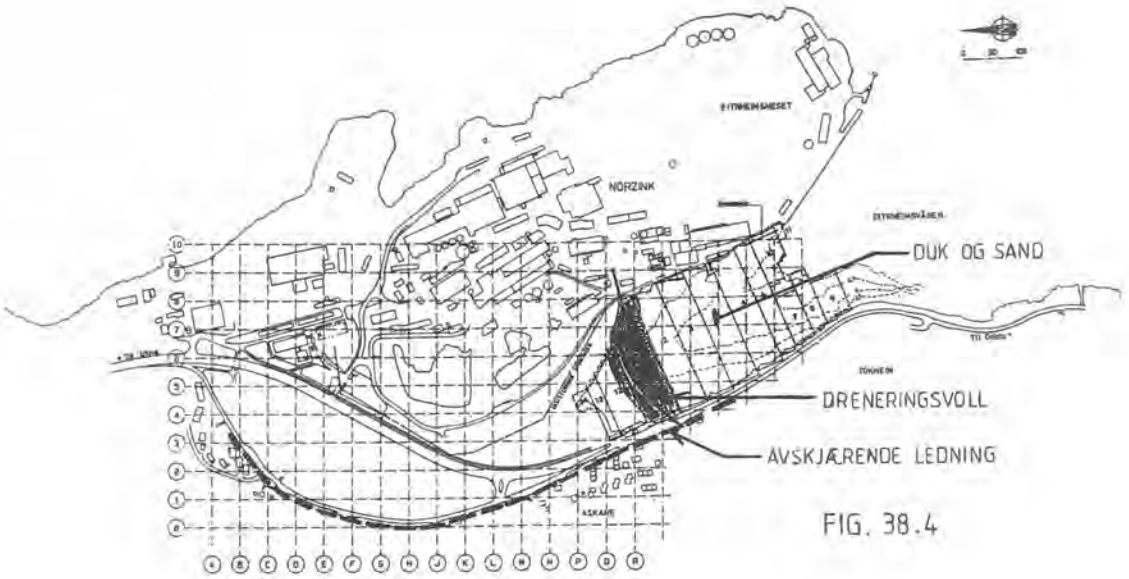


FIG. 38.4

Det er sandlaget som utgjør den egentlige beskyttelsen mot fremtidig utlekking av tungmetaller fra residuemassene. Videre danner sandlaget grunnlaget for etablering av ny bunnfauna. NIVAs forsøk viste at det ikke var påkrevet med skjellsand. Vanlig sand ble derfor benyttet, totalt ca 20.000 m^3, lagt ut med lekter.

De viktige gabionmadrassene er laget av Tensar polyetylen nett, fylt med pukk.

Demningsvegg

Veggens funksjon er å hindre tidevannet å trenge inn i de forurensede landområdene samt å hindre forurenset grunnvann/overvann fra å sige ut i Vågen.

Demningen består av en ca 250 m lang og 7 m dyp tetningsskjerm av stålspunt rammet i en støttefylling på totalt ca 50.000 m^3. Fyllingen er av sprengstein med en kjerne av kalk og sand rundt spunten for å sikre gunstige forhold med hensyn på spuntrammingen og senere korrosjon. Spunten er rammet ned i leirgrunnen til kote -5, og til fjell ved vederlagene. Kfr. fig. 38.5

Denne konstruksjonen var særlig krevende geoteknisk sett på grunn av vanskelige stabilitetsforhold i forhold til oppfyllingshøyden, og med beregnede setninger på inntil 1 m. Det var ventet at damarbeidene ville være styrende for prosjektets fremdrift.

Landsiden av demningen omfatter et drenssystem med pumpe/målekum for å samle opp vannmengder fra indre deler av Vågen før kontrollert utslipp til sjøen. Drenssystemet forhindrer at demningen fører til økt grunnvannstand i landområdene. SFT har satt krav til utslippets kvalitet, og ved behov ledes drensvannet til renseanlegg før utslipp.

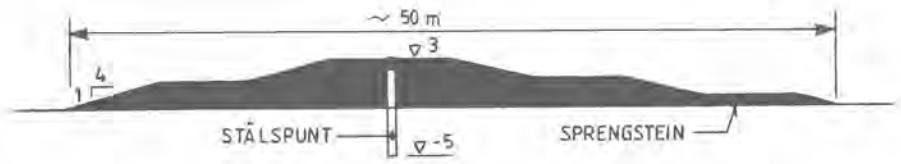


FIG. 38.5

Avskjæringsgrøft

Grøften hindrer grunnvann/overvann fra fjellsidene i vest i å trenge ut i de forurensede massene i den oppfylte del av Vågen. Grøfteveggen mot Vågen er tettet med en kunststoff-membran samt enkelete kortere partier med stålspunt. Drensledninger langs tetningsveggen leder vannet til en betongkulvert, som fører oppsamlet vann til utslipp utenfor demnings-veggen. Grøftens lengde er ca 800 m og største rørdimensjon 1,4 m diameter, dimensjonert for en avrenning på 2,5 m^3/sek.

UTFØRELSE

Det alt vesentlige av arbeidene ble utført fra mars til november 92, med avsluttende fyllingsarbeider for demningsveggen i 93. Totale kostnader for hele prosjektet ble 40 mill kr, hvorav Miljøverndepartementet bidro med 10 mill.

Den delen av prosjektet som er vist størst oppmerksomhet er utleggingen av separasjonsduken som Selmer utførte på en elegant og enkel måte. Sammensydde dukseksjoner ble rullet opp på store, tette stålrør satt sammen til en 60 m bred trommel. Denne ble så vinsjet tvers over Vågen (opptil 250 m bred) slik at duken rullet av og sank rolig ned på bunnen. Neste "teppelengde" ble så rullet ut med overlapp på 2,5 m. Kfr fig 38.6.

Generelt gikk disse arbeidene greit, med mindre problemer med fortrengning og oppvalking av bløte masser under duken ved den senere påfyllingen med sand fra lekter. Lokalt viste laget av residuemasser seg å være betydelig tykkere enn funnet ved forundersøkelsene.

Demningskonstruksjonen hviler også på dukunderlaget. Vanndybde i senterlinjen varierte fra ca 1 til 4 m. Fyllingen ble bygget opp i lag på 1,5 m tykkelse med skråningshelning 1:4. De første to lagene ble lagt ut med lekter. Spuntveggen ble først rammet etter at støttefyllingene var kommet opp til kote + 1,5. Endelig fyllingshøyde var kote +3. Fyllingsstabiliteten og nødvendig opphold i arbeidene mellom hvert lag ble overvåket ved målinger av poretrykks-utviklingen i leira samt fyllingens vertikal- og horisontaldeformasjoner. Utlegging av topplaget i demningsveggen kunne først utføres i 93 på grunn svake stabilitetsforhold forårsaket av høye porevannsovertrykk. Ellers bekreftet arbeidene forekomsten av lokale, vanskelige partier med kvikkleire.

Grøftearbeidene gikk uten større problemer og for det meste ved åpen graving.

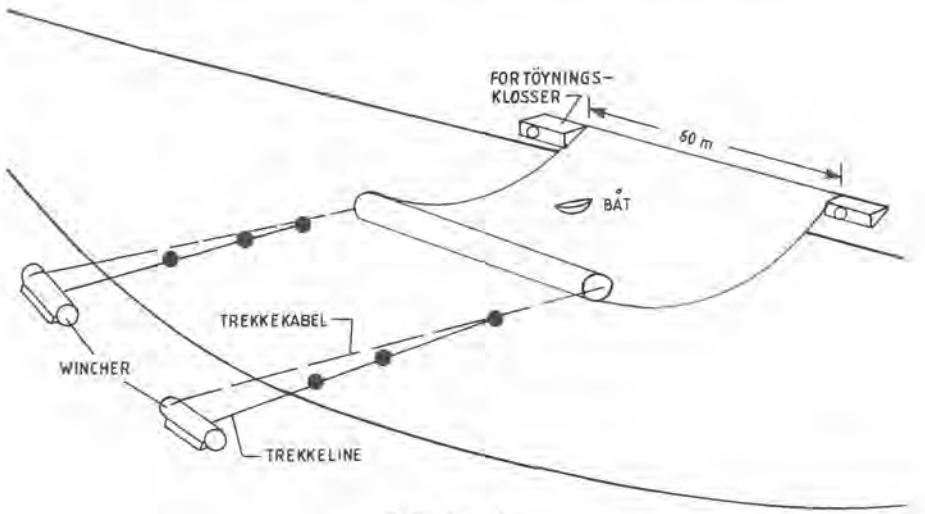


FIG. 38.6

OVERVÅKNING

Anleggsperioden ble fulgt opp med regelmessig prøvetaking i Eitrheimsvågen og Oddas Havnebasseng 2-5 dager i uken for å kontrollere om anleggsvirksomheten resulterte i unormale forurensningsforhold. Målingene viser at så ikke var tilfelle.

Effekten av tiltakene følges også opp. Driftseksjonen ved Norzinks sentrale vannrenseanlegg har selv løpende kontroll av vannet som slippes ut fra området bak demningsveggen. Videre tas det månedlige stikkprøver av vannet i avskjæringsgrøften. Det statlige overvåkningsprogrammet for Sørfjorden løper fortsatt med jevnlig prøvetaking i Eitrheimsvågen og Havnebassenget.

Registrering av porevannstrykket i leira under demningsveggen pågår fremdeles.